



TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DARMSTADT

**Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik  
der Technischen Universität Darmstadt**

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert

**Ein Beitrag zur Klärung der Kinematik  
beim Aufbruch der Baugrubensohle**

Dr.-Ing. Sebastian Fischer

Vom Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwissenschaften  
der Technischen Universität Darmstadt  
zur Erlangung des akademischen Grades eines  
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte

Dissertation

von

Dipl.-Ing. Sebastian Fischer

aus Groß-Umstadt

D17

Darmstadt 2019

Referent: Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach  
Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik  
Technische Universität Darmstadt

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. habil. Boris Lehmann  
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft  
Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik  
Technische Universität Darmstadt

Tag der Einreichung: 21.03.2019

Tag der mündlichen Prüfung: 11.07.2019

Veröffentlicht unter CC BY 4.0 International

<https://creativecommons.org/licenses/>

## **Impressum**

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert

Leiter des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik  
der Technischen Universität Darmstadt

Franziska-Braun-Straße 7

D - 64287 Darmstadt

Telefon +49 (0) 6151/16-22810

Telefax +49 (0) 6151/16-22813

E-Mail: zachert@geotechnik.tu-darmstadt.de

ISBN 978-3-942068-28-4

ISSN 1436-6320



## **Vorwort des Doktorvaters**

Mit dem Mitteilungsheft Nr. 108 publizieren das Institut und die Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt die wissenschaftliche Arbeit von Herrn Dr.-Ing. Sebastian Fischer zum Thema Aufbruch der Baugrubensohle. Die vorliegende Arbeit fügt sich in die langjährigen Forschungen am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt zur Identifikation von Brucherscheinungen im Boden ein.

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Identifikation der kinematischen Kette, die zu einem Aufbrechen der Baugrubensohle führt. Zu der Problematik existieren differierende Beschreibungen, die vor allem theoretischer Natur sind. Herr Dr. Fischer hat in seiner wissenschaftlichen Forschungsarbeit durch einen experimentellen Ansatz unter Verwendung der optischen Messmethode Particle-Image-Velocimetry (PIV) die Vorgänge beim Aufbruch der Baugrubensohle analysiert. Im Rahmen der Arbeit wurde von Herrn Dr. Fischer dabei die PIV-Methode erfolgreich auf bindiges Versuchsmaterial angewendet.

Ergänzend zu den experimentellen Untersuchungen hat Herr Dr. Fischer numerische Parameterstudien zur Bestimmung des Sicherheitskoeffizienten gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle durchgeführt. Aufbauend auf seinen theoretischen, experimentellen als auch numerischen Untersuchungen wurden bestehende Berechnungsansätze modifiziert und numerisch verifiziert. Die modifizierten Ansätze wurden anschließend anhand von Fallbeispielen validiert.

Herr Dr. Fischer hat durch seine Forschung einen modifizierten analytischen Ansatz gefunden, mit dem es möglich ist, die Sicherheit gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle einfach und zutreffend zu bestimmen.

Darmstadt, im Juli 2019

Rolf Katzenbach

## **Vorwort des Autors**

Die hier vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner wissenschaftlichen Tätigkeit bei Herrn Professor Katzenbach am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt.

Die Erfordernis zu meiner Forschungstätigkeit ergab sich aus der Fragestellung der Standsicherheit tiefer Baugruben in bindigem Boden. Während für nichtbindige Böden ein schon fast unübersichtliches Literaturangebot zum Thema Modellversuche besteht, so scheint der Einsatz bindigen Bodens in Modellversuchen nicht sonderlich beliebt zu sein. Auch diese Tatsache machte den großen Reiz aus mich, dem gewählten Untersuchungsthema experimentell zu nähern. Man möge es mir nachsehen, dass die Modellversuche an einem industriell aufgearbeiteten Material durchgeführt wurden, da dies nahezu die einzige realistische Möglichkeit war, ein so umfangreiches Versuchsprogramm abzuarbeiten.

Die vorliegende Arbeit wäre nicht möglich gewesen ohne eine Vielzahl von helfenden Händen und Köpfen. Ich möchte mich an dieser Stelle daher bei allen bedanken, die zum Gelingen der vorliegenden Arbeit beigetragen haben. Besonderer Dank gilt meinem Doktorvater, Herrn Professor Katzenbach, dem ich eine lehrreiche, spannende und vor allem sehr abwechslungsreiche Zeit am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt verdanke, für die fachliche Betreuung und das entgegengebrachte Vertrauen. Das am Institut Erlernte und Erlebte sowie die dort geschlossenen Freundschaften sind eine große Bereicherung. Herrn Professor Lehmann danke ich sehr herzlich für die Übernahme des Korreferates sowie seiner Bereitschaft dem Institut stets zur Hilfe zu eilen, falls dies von Nöten war. Herrn Professor Zachert möchte ich an dieser Stelle für das ehrliche Interesse an meiner Arbeit und den Diskussionen über das Thema danken. Ein sehr großer Dank geht auch an das gesamte Team des Institutes, ohne welche die Vielzahl der Modellversuche in der Kürze der gegebenen Zeit nicht zu stemmen gewesen wäre. Besonders hervorheben möchte ich hier den Meister der Werkstatt, Herrn Andreas Schmidt, der diese Bezeichnung wie kaum ein anderer verdient.

Weiterer Dank geht an die zu diesem Zeitpunkt noch studierenden Frau Maryna Vorykhtina, M.Sc., Herrn Christian Fabricius, M.Sc., Herrn Hauke Vieth, M.Sc. und Frau Milena Hangen, M.Sc. für die helfenden Beiträge.

Auch dem gesamten Kollegium sei an dieser Stelle herzlich gedankt, die Atmosphäre am Institut war stets geprägt von gegenseitiger Hilfsbereitschaft und Wertschätzung. Ein besonderer Dank geht an meine Zimmerkollegen, Herrn Dr. Thomas Waberseck und Herrn Dr. Hendrik Ramm, sowie an Herrn Dr. Jörg Gutwald für die wertvollen Tipps, aber vor allem für die zahlreichen Gespräche sowohl fachlich als auch weit darüber hinaus.

Von ganzem Herzen möchte ich meiner Familie, meinen Eltern Monika und Joachim Fischer als auch meinem Bruder, Daniel Fischer, für ihre uneingeschränkte Unterstützung, sowohl ideell als auch materiell, auf meinem gesamten Lebensweg danken.

Der größte Dank gebührt meiner wunderbaren Frau Laura, die die Lücke, die ich in der Zeit der Promotion zuhause aufriss, stets mit voller Hingabe und Verständnis für meine Arbeit füllte und mir den Rücken freihielt. Ich hoffe, ich kann in der kommenden Zeit auch etwas zurückgeben.

Groß-Umstadt, im Juli 2019

Sebastian Fischer

<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>Seite</b>
<b>Symbolverzeichnis</b>	<b>III</b>
<b>1 Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2 Theoretische Grundlagen</b>	<b>5</b>
2.1 Grundbruch	5
2.1.1 Versagensmechanismus	5
2.1.2 Grundbruchwiderstand nach DIN 4017	7
2.1.3 Einfluss benachbarter Fundamente auf die Grundbruchsicherheit	9
2.2 Aufbruch der Baugrubensohle	11
2.2.1 Begriffsdefinitionen zum Aufbruch der Baugrubensohle	11
2.2.2 Materialverhalten normalkonsolidierter, bindiger Böden im Hinblick auf das Versagen Aufbruch der Baugrubensohle	13
2.3 Vorstellung ausgewählter Ansätze zum Aufbruch der Baugrubensohle	16
2.3.1 Ansatz nach Terzaghi (1943)	16
2.3.1.1 Untersuchungen an Sand	16
2.3.1.2 Untersuchungen an bindigem Boden	18
2.3.2 Ansatz nach Tschebortioff (1948)	19
2.3.3 Ansatz nach Bjerrum und Eide (1956)	20
2.3.4 Ansatz nach Finn (1963)	23
2.3.5 Ansatz nach Weißenbach (1977)	24
2.3.6 Ansatz nach Scherzinger (1991)	27
2.3.7 Ansatz nach O'Rourke (1993)	28
2.3.8 Ansatz nach Goh (1994)	30
2.3.9 Ansatz nach Kempfert und Stadel (1997)	32
2.3.10 Ansatz nach Osman und Bolton (2006)	33
2.4 Diskussion ausgewählter Berechnungsansätze	36
<b>3 Modellversuche</b>	<b>43</b>
3.1 Einführung	43
3.2 Mechanische Äquivalenz, maßstabsgetreue Abbildung und Genese des Bodens	44
3.3 Eigene Modellversuche	48
3.3.1 Ziel der Modellversuche	48
3.3.2 Auswahl und Eignung des Versuchsmaterials	50
3.3.3 Charakteristika Kaolin	51
3.3.4 Charakteristika Glasperlengranulat	56
3.3.5 Charakteristika Darmstädter Sand	59
3.3.6 Beschreibung des Versuchsstandes für die Grundbruchversuche	60
3.3.7 Beschreibung des Versuchsstandes für eine symmetrische Baugrube	64
3.3.8 Messtechnische Instrumentierung der Versuchsstände	67

3.3.9	Bildbasierte Verformungsmessung	67
3.3.10	Beschickung der Modellkästen mit rolligem Versuchsmaterial	74
3.3.11	Beschickung der Modellkästen mit bindigem Versuchsmaterial	76
3.3.12	Durchführung der Modellversuche	77
3.4	Vorversuche	78
3.4.1	Referenzversuch mit Darmstädter Sand	79
3.4.2	Vorversuche mit Glasperlengranulat	81
3.4.3	Vorversuche mit Kaolin in der Konfiguration Grundbruch	81
3.4.4	Vorversuche mit Kaolin in der Konfiguration Baugrube	85
3.5	Auswertung der Modellversuche	85
3.5.1	Grundbruchversuche mit Kaolin	85
3.5.2	Baugrubenversuche	93
3.5.3	Zusammenfassung und Interpretation der Ergebnisse der experimentellen Versuche	103
<b>4</b>	<b>Numerische Baugrubensimulation mit isolierter Betrachtung des Aufbruchs der Baugrubensohle</b>	<b>105</b>
4.1	Parameterstudie	105
4.2	Interpretation der numerischen Ergebnisse unter Einbeziehung der experimentellen Ergebnisse	110
<b>5</b>	<b>Anpassung der analytischen Berechnungsansätze und numerische Verifikation</b>	<b>112</b>
<b>6</b>	<b>Fallbeispiele</b>	<b>115</b>
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>118</b>
<b>8</b>	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>121</b>

## Symbolverzeichnis

Das Verzeichnis umfasst die wichtigsten wiederkehrenden Symbole. Alle Symbole werden im Text näher definiert. Doppeldeutungen einzelner Symbole sind möglich. Die Dimensionen werden mit Hilfe der technischen Grundgrößen Länge [L], Zeit [T], Kraft [F] und Winkel [W] ausgedrückt.

### *Lateinische Buchstaben*

<i>Symbol</i>	<i>Dimension</i>	<i>Bedeutung</i>
a	[L]	längere Fundamentbreite
A	[FL]	Arbeit, die von antreibenden Kräften geleistet wird
b	[L]	kürzere Fundamentbreite
B	[L]	Baugrubenbreite
b <sub>g</sub>	[L]	Breite eines abrutschenden Bodenkörpers neben einer Baugrube
c	[F/L <sup>2</sup> ]	Kohäsion allgemein
C <sub>c</sub>	[-]	Krümmungszahl
c <sub>mob</sub>	[F/L <sup>2</sup> ]	mobilisierte Kohäsion
c <sub>u</sub>	[F/L <sup>2</sup> ]	undräßierte Kohäsion
C <sub>u</sub>	[-]	Ungleichförmigkeitszahl
c <sub>u,c</sub>	[F/L <sup>2</sup> ]	undräßierte Kohäsion bei Kompressionsbeanspruchung
c <sub>u,DSS</sub>	[F/L <sup>2</sup> ]	undräßierte Kohäsion aus direct-simple-shear Versuchen
c <sub>u,t</sub>	[F/L <sup>2</sup> ]	undräßierte Kohäsion bei Extensionsbeanspruchung
c <sub>u,v</sub>	[F/L <sup>2</sup> ]	undräßierte Kohäsion aus Flügelsondierungen
D	[-]	Lagerungsdichte
D	[FL]	Arbeit, die von widerstehenden Kräften geleistet wird
e	[L]	Ausmitte einer vertikalen Bleastung auf ein Fundament
E	[F/L]	Erddruckkraft allgemein
E	[F/L <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul
E <sub>50,ref</sub>	[F/L <sup>2</sup> ]	Sekantenmodul Erstbelastung (Triaxialversuch)
E <sub>oed,ref</sub>	[F/L <sup>2</sup> ]	Tangentenmodul Erstbelastung (Ödometerversuch)
G <sub>B,k</sub>	[F/L]	Gewichtskraft des abrutschenden Bodenkörpers neben der Baugrube
G <sub>k</sub>	[F/L]	ständige, charakteristische Auflast auf b <sub>g</sub>
H	[L]	Aushubtiefe innerhalb einer Baugrube
H <sub>krit</sub>	[L]	kritische Aushubtiefe innerhalb einer Baugrube
I	[-]	Image intensity field
I <sub>A</sub>	[-]	Aktivitätszahl

<i>Symbol</i>	<i>Dimension</i>	<i>Bedeutung</i>
$i_{b/c/d}$	[-]	Lastneigungsbeiwerte
$I_c$	[-]	Konsistenzzahl
$I_p$	[-]	Plastizitätszahl
$K$	[-]	Korrelationswert
$L$	[L]	Längen allgemein
$l_g$	[L]	Breite des Versagenskörpers in der Ebene der Unterkante des Baugrubenverbaus abzüglich $\frac{1}{2} b_g$
$m$	[-]	Verfestigungsparameter
$m_d$	[M]	Trockenmasse der Körner $\leq 0,4$ mm
$m_T$	[M]	Trockenmasse der Körner $\leq 0,002$ mm
$M_y$	[FL]	maximal aufnehmbares Biegemoment einer Verbauwand
$n$	[-]	Porenanteil
$N_{b/c/d}$	[-]	Tragfähigkeitsbeiwerte
$N_h$	[-]	modifizierter Tragfähigkeitsbeiwert nach Goh (1994)
$N_{OR}$	[-]	Stabilitätsfaktor gegen Aufbruch der Baugrubensohle (stability factor of overall resistance) nach O'Rourke (1993)
$p_{ref}$	[F/L <sup>2</sup> ]	Referenzspannung
$Q_{rep}$	[F/L]	veränderliche, charakteristische Auflast auf $b_g$
$R_{n,k}$	[F/L]	charakteristischer Grundbruchwiderstand
$rot$	[1/T]	Rotation des Geschwindigkeitsvektorfeldes
$t$	[T]	Zeit
$t_g$	[L]	Einbindetiefe des Baugrubenverbaus in den Boden
$T_k$	[F/L]	charakteristische Reibungs-/Kohäsionskraft auf den abrutschenden Bodenkörper neben der Baugrube
$U$	[-]	Ungleichförmigkeitszahl
$v$	[L/T]	Betrag der Geschwindigkeit
$v_x$	[L/T]	Geschwindigkeit in x-Richtung
$v_y$	[L/T]	Geschwindigkeit in y-Richtung
$w$	[-]	Wassergehalt allgemein
$w_l$	[-]	Wassergehalt an der Fließgrenze
$w_p$	[-]	Wassergehalt an der Ausrollgrenze
$w_s$	[-]	Wassergehalt an der Schrumpfgrenze

*Griechische Buchstaben*

<i>Symbol</i>	<i>Dimension</i>	<i>Bedeutung</i>
$\beta$	[-]	Mobilisierungsfaktor nach Osman und Bolton (2006)
$\delta$	[L]	inkrementelle Wandverformung
$\gamma$	[F/L <sup>3</sup> ]	Wichte des Bodens allgemein
$\gamma'$	[F/L <sup>3</sup> ]	Wichte des Bodens unter Auftrieb
$\gamma_r$	[F/L <sup>3</sup> ]	Wichte des vollgesättigten Bodens
$\eta$	[-]	Sicherheitszahl
$\varphi$	[W]	Reibungswinkel allgemein
$\vartheta$	[W]	Gleitflächenwinkel allgemein
$\mu_{t,d,w}$	[-]	Einflussfaktoren nach Goh (1994)
$\sigma$	[F/L <sup>2</sup> ]	Normalspannung allgemein
$\tau$	[F/L <sup>2</sup> ]	Schubspannung allgemein
$\tau$	[-]	Zeitmaßstab
$\varepsilon$	[-]	Dehnung allgemein
$\kappa$	[-]	Kräftemaßstab
$\lambda$	[-]	Längenmaßstab
$\lambda$	[-]	Proportionalitätsfaktor
$\lambda_{b/c/d}$	[-]	Geländeneigungsbeiwerte
$\nu$	[-]	Querdehnzahl
$\xi_{b/c/d}$	[-]	Sohlneigungsbeiwerte
$\xi_{b/c/d}$	[-]	Wechselwirkungsfaktoren
$\rho$	[M/L <sup>3</sup> ]	Dichte allgemein
$\nu_{b/c/d}$	[-]	Formbeiwerte
$\psi$	[W]	Dilatanzwinkel



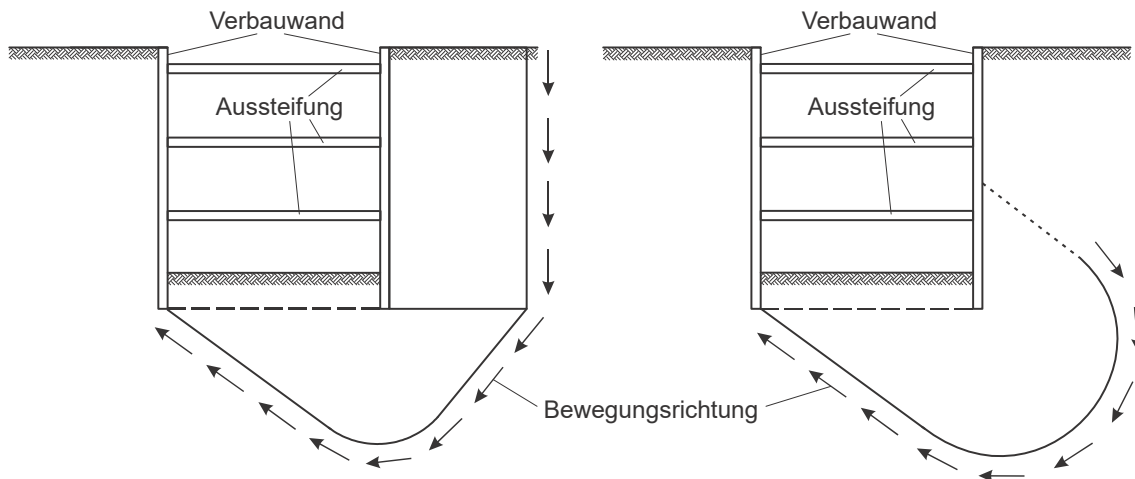
## 1 Einleitung

Die Überprüfung und der rechnerische Nachweis der Standsicherheit geotechnischer Strukturen gehört zu den elementaren Aufgaben eines Bauingenieurs der Fachrichtung Geotechnik. Dies betrifft einerseits die Stabilität von Bauwerken und Bauteilen, beispielsweise bei der Bemessung von Fundamenten und Verbauwandkonstruktionen, andererseits aber auch die Standsicherheit natürlicher Böschungen und Hänge sowie die Beurteilung ihres Gefährdungspotenzials gegenüber der Bevölkerung (Katzenbach & Hoffmann 2003).

Für die Standsicherheit von ausgesteiften Baugruben in weichen bindigen Böden gewinnt mit zunehmender Aushubtiefe der Grundbruch durch Aufbruch der Baugrubensohle an Bedeutung (Kempfert & Stadel 1997). Bei diesem Versagensmechanismus kommt es hinter der Verbauwand zu einem grundbruchähnlichen Versagen und die Baugrubensohle wird in Folge dieses Versagens in vertikaler Richtung nach oben verschoben (Bild 1.1).

Vor dem Hintergrund immer tieferer und nicht selten im Verhältnis zu ihrer Tiefe schmalen Baugruben, wie sie z. B. im innerstädtischen U-Bahnbau ausgeführt werden, soll mit dieser Arbeit ein Beitrag zum besseren Verständnis der kinematischen Vorgänge beim Aufbruch der Baugrubensohle geleistet werden.

Der Nachweis der Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle war in der Vergangenheit vielfach Thema sowohl theoretischer, als auch vermehrt numerischer Untersuchungen. Terzaghi (1943) entwickelte als Erster ein auf der Grundbruchtheorie basierendes Modell zur Abschätzung der Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle. Weitere Ansätze wurden beispielsweise von Bjerrum und Eide (1956), Tschebotarioff (1948) oder O'Rourke (1993) entwickelt und basieren dabei im Prinzip auch auf der Grundbruchtheorie. Die Ansätze differieren teilweise sehr stark hinsichtlich ihrer phänomenologischen Ausbildung der Versagenskörper. So gehen beispielsweise Terzaghi (1943), Weißenbach (1977), Scherzinger (1991) und andere im Gegensatz zu Bjerrum und Eide (1956) oder O'Rourke (1993) von einem, auch bei tiefen Baugruben, bis zur Geländeoberfläche (GOF) reichenden Versagenskörper aus (Bild 1.1). Die beiden Versagenstypen werden in der Literatur oftmals als globales Versagen, Ausbildung eines Versagenskörpers bis zur Geländeoberfläche, und lokales Versagen, keine Ausbildung eines Versagenskörpers bis zur Geländeoberfläche, bezeichnet.



**Bild 1.1** Versagskörper beim Aufbruch der Baugrubensohle, links nach Terzaghi (1943)/Weißenbach (1977), rechts nach Bjerrum und Eide (1956)

Aus Bild 1.1 ist zu erkennen, dass es bei homogenen Baugrundverhältnissen rings der Baugrube theoretisch zu einer Ausbildung von sich überschneidenden Versagskörpern kommen kann, vergleichbar eines Versagens benachbarter Streifenfundamente wie es schon von Stuart (1962), Myslivec und Kysela (1978) oder Das und Larbi-Cherif (1983) und weiterer untersucht wurde.

Aufgrund der differierenden Ausbildung der Versagskörper und ihrer rein singulären Betrachtung in den bekannten Berechnungsansätzen soll eine auf 1g-Modellversuchen gestützte Untersuchung der kinematischen Kette, die zum Aufbruch der Baugrubensohle führt, durchgeführt werden.

Der Nachweis der Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle ist in Deutschland in den allgemein anerkannten Regeln der Technik (a.a.R.d.T.), namentlich den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben (EAB, Empfehlungen EB10, Standsicherheitsnachweise für ausgesteifte Baugruben in Sonderfällen und EB99, Weitere Standsicherheitsnachweise bei Baugruben in weichen Böden, DGGT 2012) verankert. In diesen wird genannter Nachweis explizit für Baugruben in weichen Böden gefordert. Der Begriff weicher Boden ist hier als Oberbegriff zu verstehen und nicht an die Definition der Zustandszahl nach DIN 18122-1 gebunden. Als Beispiele für derartige Böden werden in den EAB Seeton und Beckenschluff genannt. An anderer Stelle der EAB wird darauf hingewiesen, dass ein Nachweis der Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle bei unterhalb der Baugrubensohle anstehenden Böden mit einem charakteristischen Wert des Reibungswinkels von weniger als  $\phi'_k = 25^\circ$  erforderlich sein kann.

Das in Deutschland nach den a.a.R.d.T. verwendete Nachweisverfahren nach Weißenbach greift auf den in der DIN 4017 definierten Grundbruchwiderstand zurück.

Dieser wird in der genannten Norm jedoch auf Böden begrenzt, die eine Lagerungsdichte  $D > 0,2$  bei einer Ungleichförmigkeitszahl  $U \leq 3$ , eine Lagerungsdichte  $D > 0,3$  bei einer Ungleichförmigkeitszahl  $U > 3$  bei Böden ohne plastische Eigenschaften, sprich nichtbindigen Böden aufweisen. Bei Böden mit plastischen Eigenschaften, sprich bindigen Böden wird die Anwendung der DIN 4017 auf Böden mit einer Konsistenzzahl  $I_c > 0,5$  begrenzt. Dies steht zumindest teilweise in Widerspruch zu dem oben genannten Oberbegriff des weichen Bodens der EAB, welcher dort wie folgt definiert ist:

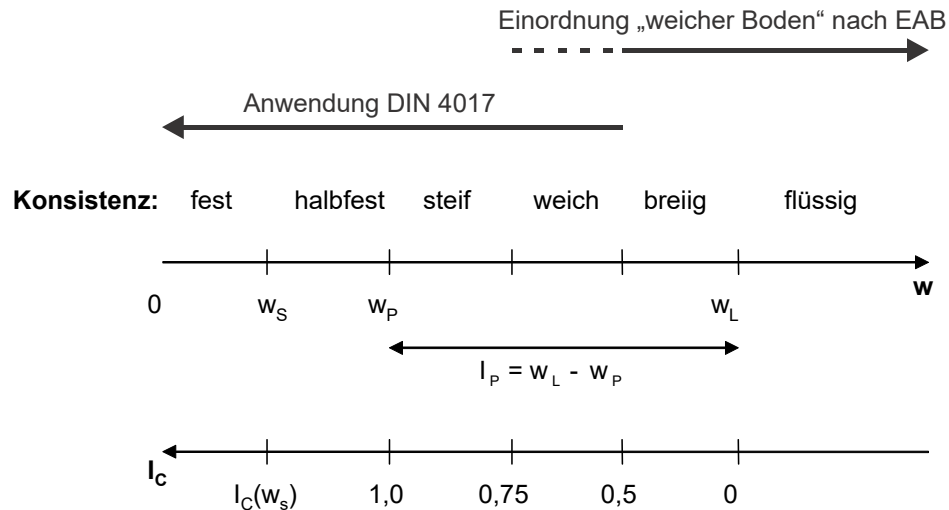
- breiige oder flüssige Konsistenz nach DIN 18122-1 ( $I_c < 0,50$ )
- Scherfestigkeit des undränierten Bodens  $c_{u,k} \leq 20 \text{ kN/m}^2$
- Große Erschütterungsempfindlichkeit (Sensitivität), bestimmt durch das Verhältnis von Bruchscherfestigkeit zu Restscherfestigkeit beim Flügelsondenversuch
- Wassergehalt  
 $w \geq 35\%$  bei Böden ohne organische Bestandteile  
 $w \geq 75\%$  bei Böden mit organischen Bestandteilen

Sobald eines der vorgenannten Kriterien erfüllt ist, so ist der Boden für das Nachweisverfahren Aufbruch der Baugrubensohle nach EAB als weicher und somit stark gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle gefährdeter Boden anzusehen. Gleiches gilt, wenn zwei der folgenden Kriterien erfüllt werden:

- weiche Konsistenz nach DIN 18122-1 ( $I_c < 0,75$ )
- Scherfestigkeit des undränierten Bodens  $c_{u,k} \leq 40 \text{ kN/m}^2$
- vollständige oder nahezu vollständige Wassersättigung
- Neigung zum Fließen
- leicht plastische Eigenschaften nach DIN 18196
- thixotrope Eigenschaften
- Gehalt an organischen Bestandteilen

Betrachtet man das in Bild 1.2 dargestellte Konsistenzband, so wird ersichtlich, dass die Kriterien für die Anwendbarkeit der Berechnungsansätze nach DIN 4017 zur Ermittlung des Grundbruchwiderstands und die Notwendigkeit der Betrachtung des Versagensfalles Aufbruch der Baugrubensohle nach den a.a.R.d.T. hier nur eine geringe Schnittmenge aufweisen.

Auch das anisotrope Materialverhalten von Böden wird in den wenigsten aus der Literatur bekannten Ansätzen berücksichtigt. Die Anisotropie der Böden und der damit bei unterschiedlichen Spannungspfaden einhergehende Unterschied vor allem in der undränierten Kohäsion  $c_u$  hat einen großen Einfluss auf die Sicherheit gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle.



**Bild 1.2** Konsistenzband bindiger Böden

Aus den vorgenannten Punkten ergibt sich Forschungsbedarf hinsichtlich:

- der Anwendungsgrenzen des bestehenden Nachweisformates,
- der Ausbildung der Versagenskörper,
- der Interaktion der Versagenskörper und
- der Berücksichtigung des anisotropen Materialverhaltens.

In der vorliegenden Arbeit wird ein experimenteller Ansatz, unterstützt durch numerische Simulationen gewählt, um die Vorgänge beim Aufbruch der Baugrubensohle besser zu verstehen. Zur Identifizierung und Analyse der Kinematik kommt die Particle-Image-Velocimetry-Methode (PIV-Methode) zum Einsatz, die es ermöglicht, die Bodenverformungen in einem vertikal ebenen Schnitt über die Versuchsdauer zu visualisieren und somit die Entwicklung des Versagenskörpers zu analysieren.

Aufbauend auf den theoretischen Grundlagen, den experimentellen Ergebnissen und den numerischen Simulationen wird eine Empfehlung für die Berechnung der Sicherheit gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle gegeben. Die Berechnungsgrößen werden dabei als charakteristische Werte angesetzt und die Sicherheit nach dem globalen Sicherheitskonzept mit der Sicherheitszahl  $\eta$  angegeben, um eine gute Vergleichbarkeit zu gewährleisten:

$$\eta = \frac{R}{E} \quad (1.1)$$

mit:

$\eta$  = Sicherheitszahl

$R$  = Summe der widerstehenden Kräfte

$E$  = Summe der einwirkenden Kräfte

## 2 Theoretische Grundlagen

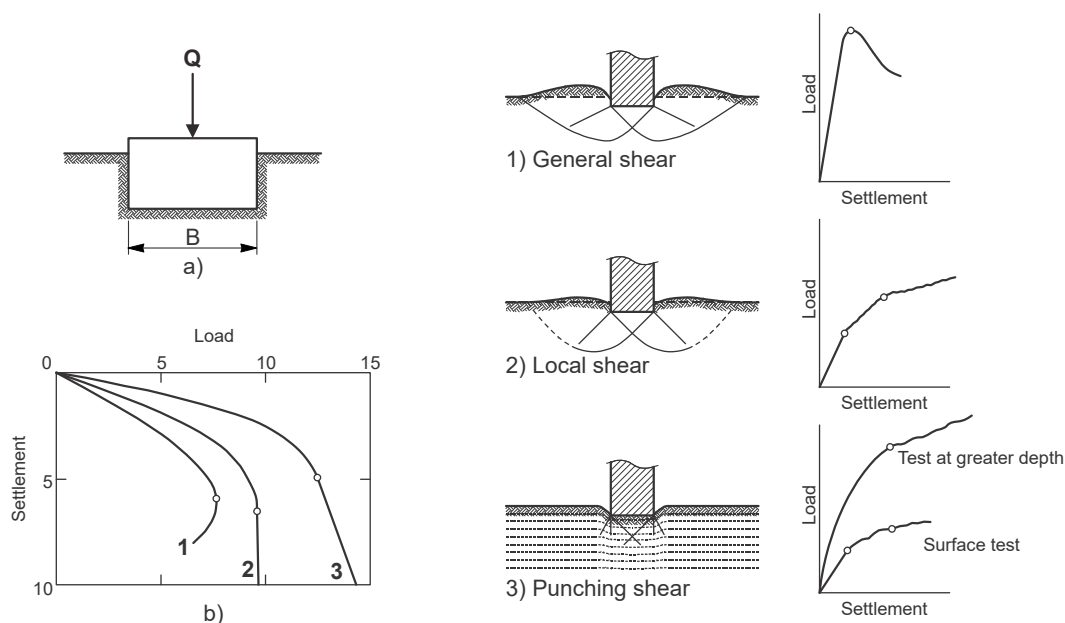
### 2.1 Grundbruch

Im Nachweisverfahren des Aufbruchs der Baugrubensohle nach EAB (DGGT 2012) ist der Grundbruchwiderstand von zentraler Bedeutung.

#### 2.1.1 Versagensmechanismus

Das Phänomen des Grundbruchs ist seit den 1850er Jahren Thema der Forschung (Rankine 1857 und Kurdjümooff 1892). Einen detaillierten Überblick über die historische Entwicklung der Berechnungsverfahren zum Grundbruch geben z. B. Vesić (1975), Perau (1995) oder Bachmann (2009). Die Grundbruchtheorie mit dem daraus entwickelten und normativ in der DIN 4017 verankerten Berechnungsansatz geht auf Prandtl (1920), Buisman (1940) und Terzaghi (1943) zurück.

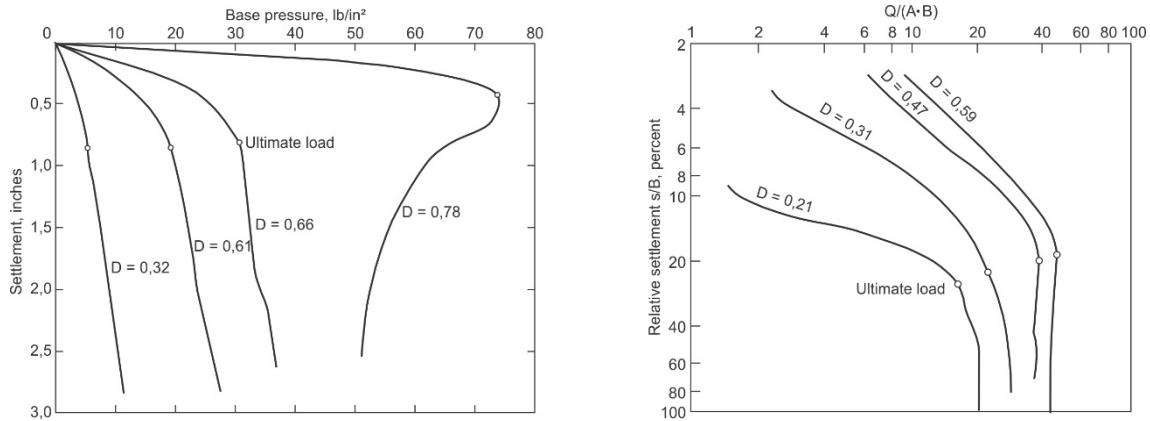
Wird ein Fundament senkrecht belastet (Bild 2.1, a) und wird die Setzung bei einer Laststeigerung aufgezeichnet, so ergibt sich qualitativ einer der drei in Bild 2.1, b gezeigten Kurvenverläufe. Nach Vesić (1975) ist an jedem der Kurvenverläufe die vor Auftreten eines Grundbruchversagens maximal vom Boden aufnehmbare Last ablesbar. Diese kann zum einen die höchste gemessene Last (Kurven 1 und 2) oder diejenige Last sein, bei der sich eine konstante Verformungsrate einstellt (Kurve 3). In der Literatur sind drei verschiedene Versagensarten, general shear failure (Buisman 1935), punching shear failure (Vesić 1963) und local shear failure (De Beer und Vesić 1958), beschrieben, die den drei Last-Setzungskurvenverläufen zugeordnet werden können.



**Bild 2.1** Versagensarten des Grundbruchs (nach Vesić 1963)

General shear failure (Bild 2.1, 1) ist charakterisiert durch die Existenz einer durchgehenden Gleitfuge von einer Ecke des Fundaments zur Geländeoberfläche, des Auftretens eines ausgeprägten Maximums im Last-Setzungsdiagramm, einer Verkipfung des Fundaments beim Versagen und der Aufwölbung des Bodens rund um das Fundament. Beim sogenannten punching shear failure (Bild 2.1, 3) kommt es zu einer ausschließlich vertikalen Bewegung des Fundaments. Dies ist auf die ausgeprägte Kompressibilität des belasteten Bodens und das Abscheren des Bodens entlang der Fundamentaußenkanten zurückzuführen. Der Boden um den Fundamentkörper trägt nahezu nicht zum Lastabtrag bei. Das local shear failure (Bild 2.1, 2) kann als Mischform der vorgenannten Versagensarten bezeichnet werden. Es bilden sich wie beim general shear failure ein Keil unterhalb des Fundaments und eine Gleitfläche aus, die jedoch nicht bis zur Geländeoberfläche durchbricht. Wie beim punching shear failure ist kein Verkippen des Fundaments zu beobachten. Welche Art des Versagens auftritt, ist vor allem von der Kompressibilität des unter dem Fundament anstehenden Bodens abhängig. Je größer diese ist, desto eher tritt ein punching shear failure auf. Aber auch die Einbindetiefe des Fundaments und die Belastungsgeschwindigkeit, vor allem bei wassergesättigten Tonen, beeinflussen die Art des Versagens. Dabei kann das Versagen eines Fundaments nur im Falle eines general shear failures klar definiert und auch die Sicherheit gegen eben jenes Versagen berechnet werden. In diesem Fall bildet sich mit Erreichen der Grenzlast eine Scherfuge bis zur Geländeoberfläche aus und das Fundament versagt schlagartig. Beim Auftreten der Versagensarten punching shear failure und local shear failure ist eine Bestimmung des Versagenszeitpunktes nur schwer möglich, da die Grenzlast im Sinne der Gebrauchstauglichkeit (SLS) über ein maximal zulässiges Setzungsmaß definiert werden muss.

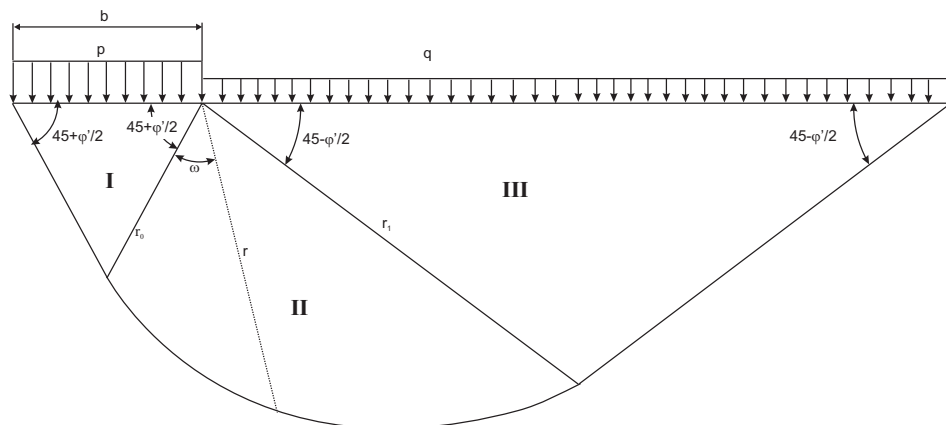
Vesić (1963) schlägt vor, die Grenzlast bei Belastungsversuchen an der Stelle zu definieren, an der die Neigung der Last-Setzungskurve zu Null wird oder ein dauerhaftes Minimum aufweist (Bild 2.2, links). De Beer (1967) stellt einen Vorschlag von Christiaens vor, der die Grenzlast beim Abknicken der in logarithmischer Form aufgetragenen Last-Setzungskurve definiert (Bild 2.2, rechts). Beide Definitionen erfordern eine große Verschiebung des Fundaments bei Belastungsversuchen. Beobachtungen von Skempton (1951) in gesättigten Tonen zeigen, dass sich oberflächennahe Gründungen rd. 3 – 7 % der Fundamentbreite setzen bis die Grenzlast erreicht wird, tiefer gelegene Gründungen bis zu 15 %.



**Bild 2.2** Grenzlastbestimmung an nichtbindigen Böden bei unterschiedlichen Lagerungsdichten nach Vesic (1963), links und De Beer (1967), rechts

### 2.1.2 Grundbruchwiderstand nach DIN 4017

Die Ermittlung des Grundbruchwiderstands nach DIN 4017 beruht auf dem Versagensmechanismus des voran beschriebenen general shear failure.



**Bild 2.3** Grundbruchfigur nach Prandtl (1920)

Die in Bild 2.3 dargestellte Grundbruchfigur geht auf Prandtl (1920) zurück und lässt sich in die folgenden drei Zonen aufteilen:

Zone I (aktiver Grenzzustand): Im Bereich unterhalb des Fundamentes befindet sich der Boden im aktiven Grenzzustand, im Vertikalschnitt wirkt der aktive Erddruck. Es liegt der Rankinesche Sonderfall mit einem Gleitflächenwinkel von  $\vartheta_a = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$  vor.

Zone II (Übergangszone): Die Zonen I und III werden durch eine Übergangszone verbunden, die durch eine logarithmische Spirale begrenzt wird.

Zone III (passiver Grenzzustand): In diesem Bereich befindet sich der Boden im passiven Grenzzustand, im Vertikalschnitt wirkt der passive Erddruck. Es liegt der Rankinesche Sonderfall mit einem Gleitflächenwinkel von  $\vartheta_p = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$  vor.

Der charakteristische Grundbruchwiderstand  $R_{n,k}$  wird nach DIN 4017 wie folgt bestimmt:

$$R_{n,k} = a' \cdot b' \cdot (\gamma_2 \cdot b' \cdot N_b + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d + c \cdot N_c) \quad (2.1)$$

mit:

$a'$  = längere, bei exzentrischer Belastung um 2 e reduzierte Fundamentbreite

$b'$  = kürzere, bei exzentrischer Belastung um 2 e reduzierte Fundamentbreite

$e$  = Ausmitte der vertikalen Belastung auf das Fundament

$\gamma_1$  = Wichte des Bodens seitlich des Fundamentkörpers

$\gamma_2$  = Wichte des Bodens unterhalb des Fundamentkörpers

$N_b = N_{b0} \cdot \nu_b \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b$

$N_d = N_{d0} \cdot \nu_d \cdot i_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d$

$N_c = N_{c0} \cdot \nu_c \cdot i_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c$

$N_{b/c/d0}$ : Tragfähigkeitsbeiwerte

$\nu_{b/c/d}$ : Formbeiwerte

$i_{b/c/d}$ : Lastneigungsbeiwerte

$\lambda_{b/c/d}$ : Geländeneigungsbeiwerte

$\xi_{b/c/d}$ : Sohlneigungsbeiwerte

Der erste Teil des Summanden in der Klammer von Gl. 2.1 berücksichtigt die Fundamentbreite, der zweite Teil die Einbindetiefe des Fundamentes in den Baugrund und der dritte Teil den Einfluss der Kohäsion des beanspruchten Baugrundes. Die Tragfähigkeitsbeiwerte  $N_b$ ,  $N_d$  und  $N_c$  setzen sich aus den Grundwerten  $N_{b0}$ ,  $N_{d0}$  und  $N_{c0}$  multipliziert mit Beiwerten für die Fundamentform, die Lastneigung, die Geländeneigung und die Sohlneigung des Fundamentes zusammen. Die Beiwerte können DIN 4017 entnommen werden. Die Ausbildung des Grundbruchkörpers in der von Prandtl (1920) theoretisch hergeleiteten Form wurde, zumindest für Sand, auch durch großmaßstäbliche Versuche der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) nachgewiesen (siehe z. B. Muhs 1971).

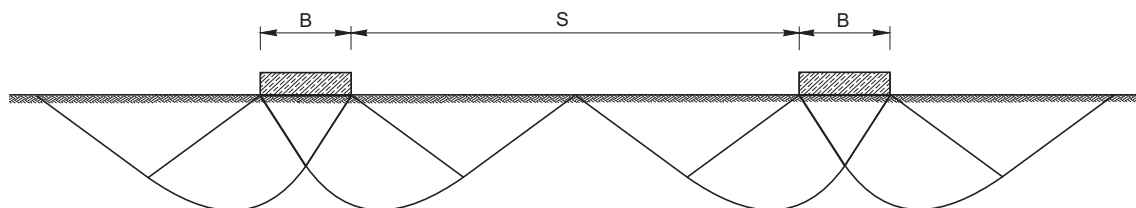


DIN 4017 gibt Einschränkungen zur Anwendung des vorgestellten Berechnungsverfahrens, welche besonders im Hinblick auf die folgenden Untersuchungen des Aufbruchs der Baugrubensohle von großer Relevanz sind. Der Ansatz ist beschränkt auf Böden ohne plastische Eigenschaften (nicht bindige Böden) mit einer Lagerungsdichte  $D > 0,2$ , bei einer Ungleichförmigkeitszahl  $U \leq 3$  bzw.  $D > 0,3$  bei  $U > 3$ . Analog gibt es eine Anwendungseinschränkung für Böden mit plastischen Eigenschaften (bindige Böden). Die Anwendung des aufgeführten Berechnungsverfahrens zur Ermittlung des Grundbruchwiderstands bindiger Böden ist beschränkt auf Böden mit mindestens weicher Konsistenz. Sind die genannten Bedingungen nicht erfüllt, so muss der Grundbruchwiderstand durch besondere Verfahren ermittelt werden. Dazu verweist die DIN 4017 auf die DIN 4084 - Baugrund Geländebruchberechnungen - in welcher der Grundbruchwiderstand auch aus einer Betrachtung eines Starrkörperbruchmechanismus gefunden wird und ganz allgemein auf Verfahren der Plastizitätstheorie.

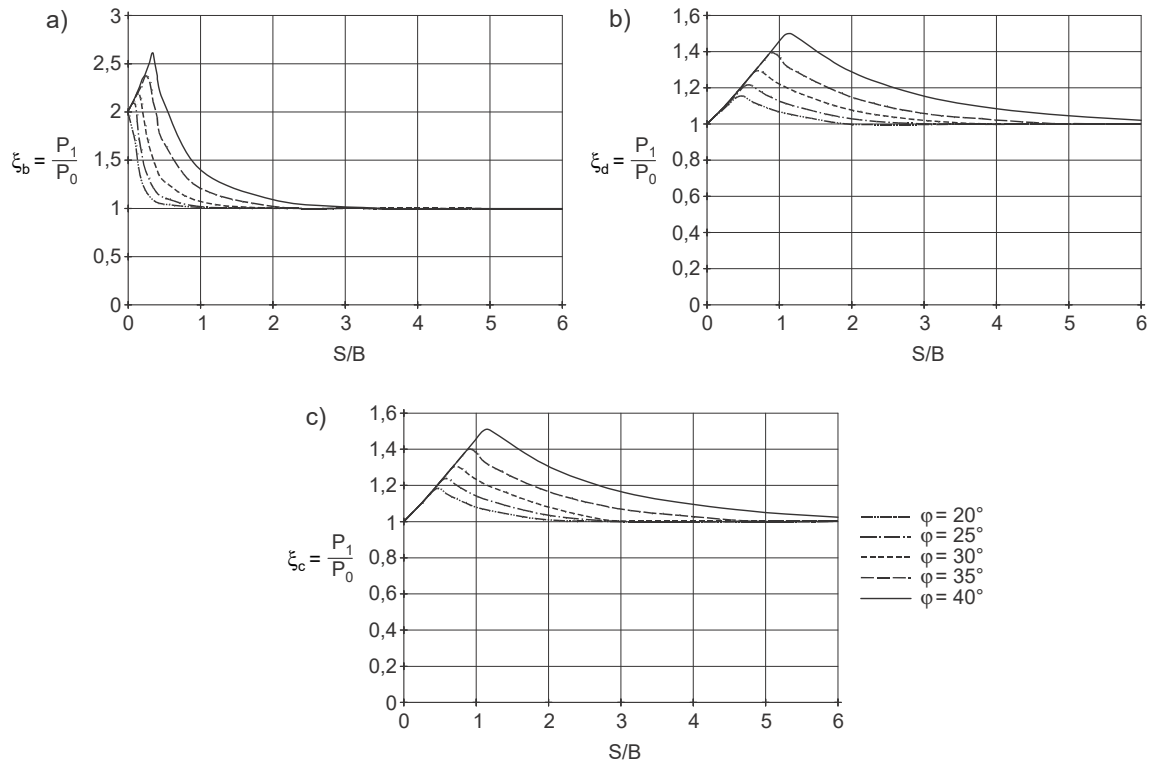
### 2.1.3 Einfluss benachbarter Fundamente auf die Grundbruchsicherheit

Der Einfluss benachbarter Fundamente auf die Grundbruchsicherheit wurde theoretisch (Stuart 1962, u. a.), in Form von Modellversuchen (Myslivec und Kysela 1978, Das und Larbi-Cherif 1983, Kumar und Bhoi 2008, u. a.) sowie mittels numerischer Analysen (Kumar und Bhattacharya 2010, Mabrouki et al. 2010, Blumenthal et al. 2014, Blumenthal et al. 2015, u. a.) untersucht. Die dokumentierten Untersuchungen sind dabei stets auf nichtbindige Böden beschränkt.

Gemein ist allen Untersuchungen, dass eine gegenseitige Beeinflussung des Grundbruchwiderstandes in Abhängigkeit des Verhältnisses von Abstand und Breite der Fundamente  $S/B$  (Bild 2.4) festgestellt wurde. Myslivec und Kysela (1968) stellten bei  $S/B$  Verhältnissen  $< 5$  eine Zunahme des Grundbruchwiderstandes fest, bei  $S/B$  Verhältnissen  $> 5$  bis zu einem  $S/B$  Verhältnis, ab welchem keine Beeinflussung mehr nachweisbar ist, eine Abnahme im Vergleich zu unbeeinflussten Fundamenten. Alle anderen Studien weisen ausschließlich einen Anstieg des Grundbruchwiderstandes aus. Dieser ist neben dem erwähnten  $S/B$  Verhältnis abhängig von der Größe des Reibungswinkels  $\phi$ . Der Einfluss auf den Grundbruchwiderstand sinkt mit abnehmendem Reibungswinkel deutlich ab (Bild 2.5).



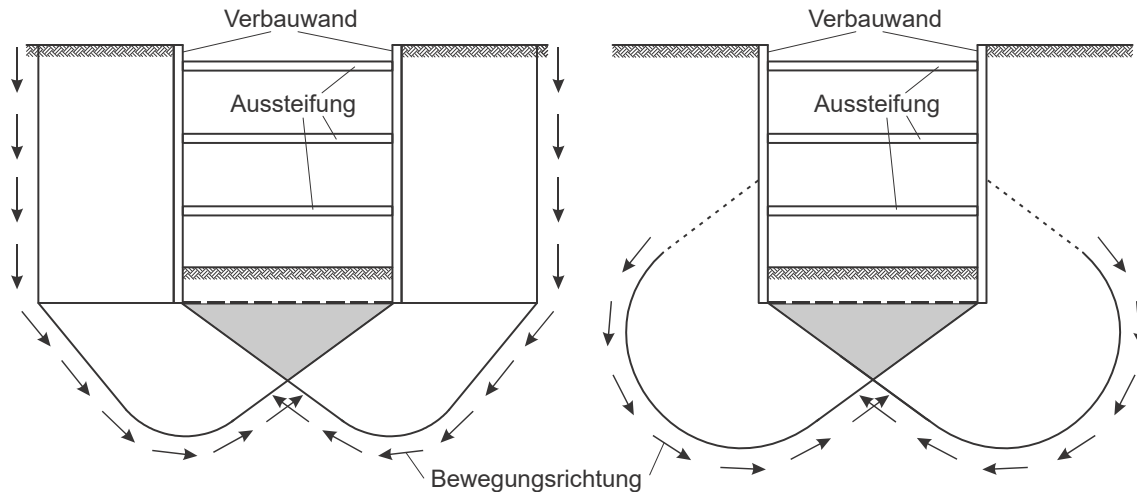
**Bild 2.4** Gegenseitige Beeinflussung zweier benachbarter Fundamente



**Bild 2.5** Wechselwirkungsfaktoren  $\xi$  für den Breitenterm (a), den Tiefenterm (b) und den Kohäsionsterm (c) in Abhängigkeit vom normierten Fundamentabstand  $S/B$  und dem Reibungswinkel nach Mabrouki et al. (2010)

Die in Bild 2.5 dargestellten Wechselwirkungsfaktoren stellen den Quotienten der beeinflussten Grundbruchlast  $P_1$  zur unbeeinflussten Grundbruchlast  $P_0$  dar.

Beim Aufbruch der Baugrubensohle kann es nur zu einer Überschneidung der Versagenskörper in der passiven Zone des Grundbruchkörpers kommen (Bild 2.6), da der Überschchnitt auf die Breite der Baugrube begrenzt ist. Der minimale Abstand der aktiven Zonen der beiden Grundbruchkörper entspricht somit nach der Theorie von Weißenbach, für  $\varphi_u = 0$ , der Breite des abrutschenden Bodenkörpers, i.e. die Fundamentbreite in den vorgenannten Studien. Das entspricht somit einem  $S/B$  Verhältnis von 1,0. Bei einer solchen Überschneidung kommt es nach Stuart (1962) und Blumenthal et al. (2014) nicht zu einer Beeinflussung des Grundbruchwiderstandes.

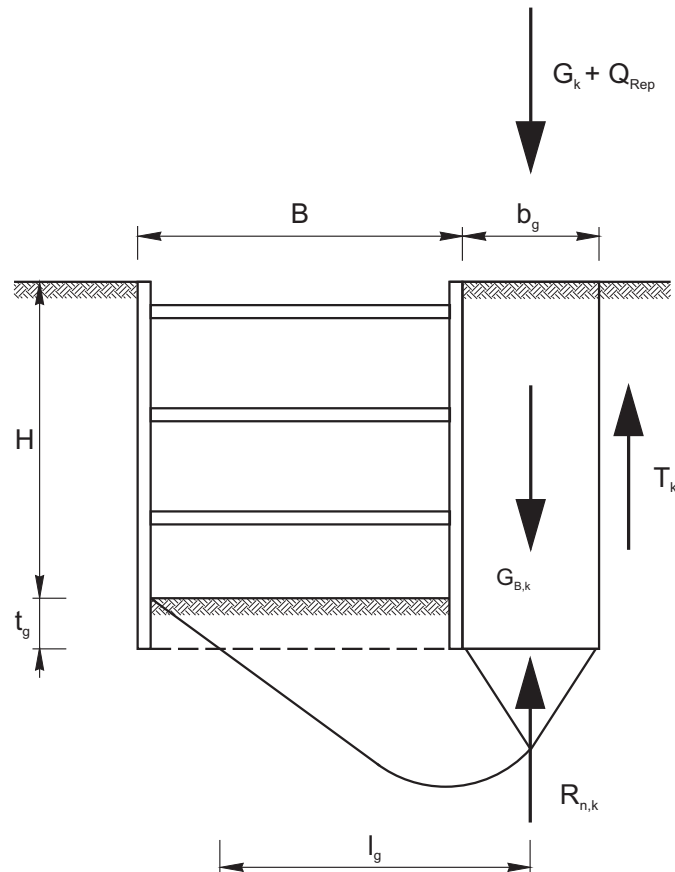


**Bild 2.6** Überschneidung der einseitigen Versagenskörper (grau markiert) beim Aufbruch der Baugrubensohle, links Aufbruch nach Terzaghi (1943)/Weißenbach (1977), rechts nach Bjerrum und Eide (1956)

## 2.2 Aufbruch der Baugrubensohle

### 2.2.1 Begriffsdefinitionen zum Aufbruch der Baugrubensohle

Bild 2.7 dient der Festlegung der Bezeichnungen der angesetzten Kräfte und geometrischen Größen, die wenn möglich, auch ggf. abweichend zur Originalliteratur, bei der Erläuterung der theoretischen Grundlagen zur Anwendung kommen, um eine einheitliche Darstellung zu ermöglichen.



**Bild 2.7** Definition der bei der Erläuterung der theoretischen Grundlagen zum Nachweis der Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle zur Anwendung kommenden Größen (nach DGGT 2012)

Darin sind:

$B$	Breite der Baugrube [L]
$H$	Aushubtiefe innerhalb der Baugrube [L]
$t_g$	Einbindetiefe des Baugrubenverbaus in den Boden [L]
$b_g$	Breite des abrutschenden Bodenkörpers neben der Baugrube [L]
$l_g$	Breite des Versagenskörpers in der Ebene der Unterkante des Baugrubenverbaus abzüglich $\frac{1}{2} b_g$ , [L]
$G_k$	ständige, charakteristische Auflast auf $b_g$ [K/L]
$Q_{Rep}$	veränderliche, charakteristische Auflast auf $b_g$ [K/L]
$G_{B,k}$	Gewicht des abrutschenden Bodenkörpers neben der Baugrube [K/L]
$T_k$	charakteristische Reibungs-/Kohäsionskraft auf den abrutschenden Bodenkörper neben der Baugrube [K/L]
$R_{n,k}$	charakteristischer Grundbruchwiderstand für den belasteten Streifen der Breite $b_g$ [K/L]

### 2.2.2 Materialverhalten normalkonsolidierter, bindiger Böden im Hinblick auf das Versagen Aufbruch der Baugrubensohle

Im Hinblick auf das Versagen nach dem Aufbruch der Baugrubensohle ist vor allem die Kenntnis der Scherfestigkeit von großer Bedeutung. Aus diesem Grund soll an dieser Stelle ein kurzer Überblick über das Materialverhalten bindiger Böden mit Konzentration auf die Scherfestigkeit erfolgen. Umfangreiche Beschreibungen des Materialverhaltens bindiger Böden finden sich beispielsweise in Muth (1989) und im Hinblick auf die für das untersuchte Versagensphänomen besonders in Frage kommenden weichen bindigen Böden in Bjerrum (1973), Scherzinger (1991), Gebreselassie (2003), Kempfert und Gebreselassie (2006) oder Becker (2009).

*„Die Scherfestigkeit des Bodens ist sehr stark von der dem Bruch vorangehenden Beanspruchung [...] abhängig – Scherfestigkeit und Verformungsverhalten sind zwei Aspekte des Materialverhaltens.“ Muth (1989)*

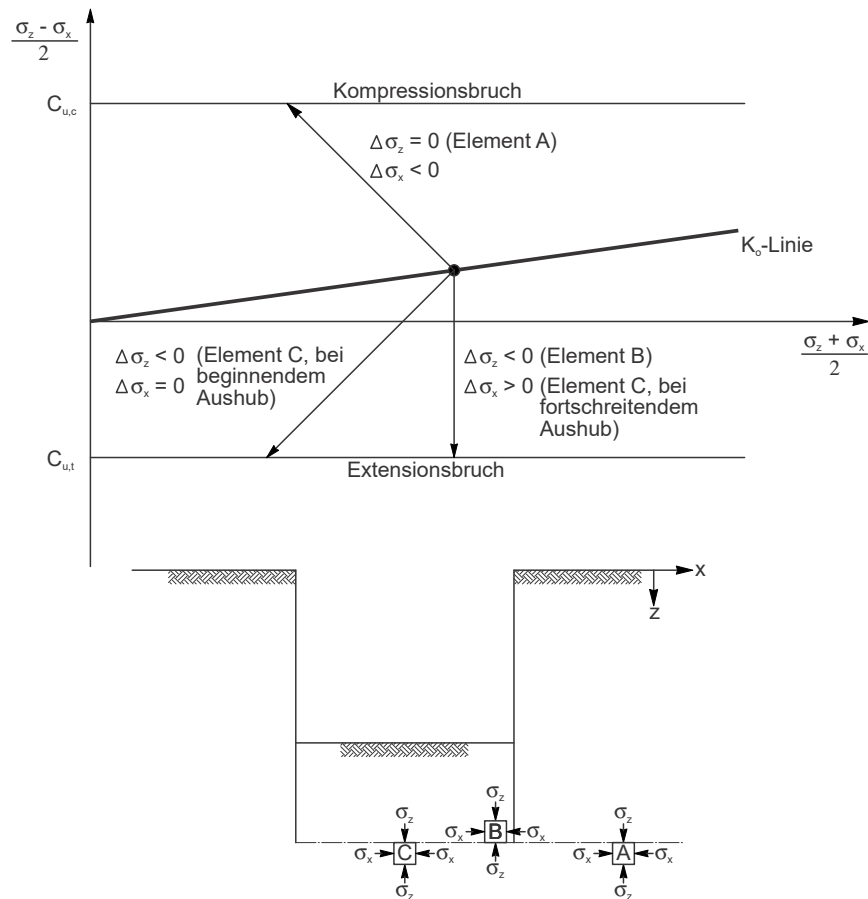
D.h. bindiger Boden ist auch im Hinblick auf seine Scherfestigkeit spannungspfadabhängig - sowohl von seiner Belastungsgeschichte als auch der momentanen Belastungssituation.

Böden weisen im Allgemeinen eine Anisotropie auf. Dieses Phänomen wird nach Bjerrum (1973) seit den späten 1930er Jahren untersucht (Hvorslev 1937). Die Anisotropie kann in die sogenannte inhärente oder Strukturanisotropie sowie die durch Deformationen induzierte Anisotropie unterteilt werden. Die inhärente Anisotropie ist Folge des Sedimentations- und anschließendem Konsolidierungsprozesses, bei dem sich plättchenförmige Ablagerungen senkrecht zur Belastungsrichtung ablagern. Die durch Deformationen induzierte Anisotropie bewirkt eine Umorientierung der Bodenteilchen und somit eine Strukturveränderung, ohne dass die bestehende inhärente Anisotropie gänzlich verloren geht. Weiterhin findet sich in der Literatur noch die spannungsinduzierte Anisotropie, die den Einfluss des Spannungszustandes - isotrop oder anisotrop - berücksichtigt. Muth (1989) vergleicht isotrop und anisotrop konsolidierte triaxiale Kompressions- als auch Extensionsversuche nach Mayne (1985) und zeigt dabei auf, dass die isotrop konsolidierten Versuche die undrained Scherfestigkeit überschätzen. Die Anisotropie des Bodens kann sehr gut mittels triaxialer Kompressions- und Extensionsversuche aufgezeigt werden, wobei durch die Drehung der größten Hauptspannungsrichtung um  $90^\circ$  (spannungsinduzierte Anisotropie) auch die inhärente Anisotropie berücksichtigt wird. Tabelle 2.1 zeigt aus der Literatur zusammengestellte Verhältnisswerte der undrained Kohäsion aus triaxialen Kompressionsversuchen  $c_{u,c}$  und der undrained Kohäsion aus triaxialen Extensionsversuchen  $c_{u,t}$ . In der zweiten Spalte der Tabelle ist auch der Verhältnisswert zwischen  $c_{u,c}$  und der undrained Kohäsion aus Flügelsondierungen  $c_{u,v}$  dargestellt.

**Tab. 2-1** Verhältniswerte der undrÄnierten KohÄsion  $c_{u,c}$  bei Kompressionsbelastung zur undrÄnierten KohÄsion  $c_{u,t}$  bei Extensionsbelastung

$c_{u,c}/c_{u,t}$	$c_{u,c}/c_{u,v}$	Bodenbezeichnung	Quelle	Jahr
2,23	2,42	Manglerud quick clay	Bjerrum und Kenny (aus Bjerrum 1973)	1968
2,13	-	Boston blue clay	Ladd et al. (aus Kempfert und Gebreselassie 2006)	1971
1,75	1,52	Bangkok clay	Bjerrum (aus Bjerrum 1973)	1972
1,36	1,53	Matagami clay	Bjerrum (aus Bjerrum 1973)	1972
2,67	1,11	Drammen plastic clay	Bjerrum (aus Bjerrum 1973)	1972
3,78	1,42	Drammen lean clay	Bjerrum (aus Bjerrum 1973)	1972
3,10	1,72	Studenterlunden, Oslo	Bjerrum (aus Bjerrum 1973)	1972
3,56	1,45	Vaterland clay, Oslo	Bjerrum (aus Bjerrum 1973)	1972
2,50	-	normally consolidated soil	Bjerrum et al. (aus Kempfert und Gebreselassie 2006)	1972
1,60	-	Haney sensitive clay	Vaid und Campanella (aus Kempfert und Gebreselassie 2006)	1974
2,67 - 3,75	-	Norwegian clay, $10 < I_p < 20$	Aas (aus Kempfert und Gebreselassie 2006)	1976
2,00 - 2,33	-	Norwegian clay, $I_p = 40$	Aas (aus Kempfert und Gebreselassie 2006)	1976
1,63	-	Norwegian clay, $40 < I_p < 100$	Aas (aus Kempfert und Gebreselassie 2006)	1976
3,00	-	inorganic low plastic clay	Larsson (aus Kempfert und Gebreselassie 2006)	1980
1,00	-	inorganic high plastic clay	Larsson (aus Kempfert und Gebreselassie 2006)	1980
1,75	-	Canada south Gloucester soft soil	Eden und Law (aus Kempfert und Gebreselassie 2006)	1980
1,72	-	lean sensitive normally consolidated clay	Jamiolkowski et al. (aus Kempfert und Gebreselassie 2006)	1985
1,12	-	plastic insensitive normally consolidated clay	Jamiolkowski et al. (aus Kempfert und Gebreselassie 2006)	1985
2,00	-	Konstanzer Seeton	Scherzinger	1991

Bild 2.8 zeigt idealisierte Spannungspfade und deren bereichsweises Auftreten beim Aushub einer Baugrube in Anlehnung an Stroh (1974) und Becker (2009). Anhand der Spannungspfade lässt sich erkennen, dass die undrÄnierte KohÄsion  $c_{u,c}$  ermittelt aus Kompressionsversuchen die Scherfestigkeit hinter der Verbauwand reprÄsentiert, die undrÄnierte KohÄsion  $c_{u,t}$  ermittelt aus Extensionsversuchen die Scherfestigkeit vor der Verbauwand.



**Bild 2.8** Idealisierte Spannungspfade und deren bereichsweises Auftreten beim Aushub einer Baugrube

Weiterhin ist es von Bedeutung, ob der dränierte Endzustand oder der undrÄnierte Anfangszustand den Berechnungen zugrunde gelegt wird. In der Literatur finden sich widersprüchliche Aussagen hinsichtlich der maßgebenden Randbedingungen. So gibt Scherzinger (1991) an, dass schon bei einer Schichtdicke von rund 0,6 m bei einer Belastungszeit von einem Jahr keine drÄnierten Bedingungen vorherrschen würden. Auch in der englischsprachigen Literatur werden häufig undrÄnierte Scherfestigkeiten zur Bemessung herangezogen (Moormann 2002, Karlsrud und Andresen 2008). Im deutschsprachigen Raum werden in der Regel drÄnierte Randbedingungen als maßgebend betrachtet (siehe z.B. Hettler et al. 2002 und Kempfert und Gebreselassie 2002 und 2006) und auch in den a.a.R.d.T. (z.B. EAB) empfohlen. Dies gilt allerdings nicht für den Versagensfall Aufbruch der Baugrubensohle; hier wird auch in der EAB (DGGT 2012) der Ansatz der undrÄnierten Scherfestigkeit  $c_u$  vorgeschlagen. Auch Weißenbach und Hettler (2011) geben an, dass der Nachweis der Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle für undrÄnierte Verhältnisse unter Ansatz von  $c_u \neq 0$  und  $\phi_u = 0$  häufig maßgebend ist. Worauf auch numerische Berechnungen von Vorykthina (2015) schließen lassen. Vorykthina vergleicht die Sicherheitszahlen  $\eta$  für drÄnierte und undrÄnierte

Kennwerte gleichen Bodens. Im Weiteren werden vornehmlich undrained Bedingungen für bindige Böden betrachtet.

## 2.3 Vorstellung ausgewählter Ansätze zum Aufbruch der Baugrubensohle

Im Folgenden werden die wesentlichen in der Literatur dokumentierten Ansätze zur Bestimmung der Sicherheit gegen das Aufbrechen der Baugrubensohle vorgestellt. Die Aufstellung gibt einen Überblick über die bekanntesten und die im deutschsprachigen Raum entwickelten Verfahren.

### 2.3.1 Ansatz nach Terzaghi (1943)

Terzaghi behandelt in seinem Buch „Theoretical Soil Mechanics“ (1943) Stabilitätsbedingungen für die Baugrubensohle. Gemäß seiner Absicht, grundsätzlich nur idealisierte Bodenarten zu untersuchen, werden zwei Grenzfälle untersucht. Zum einen untersucht er idealen Sand mit einer Kohäsion  $c = 0$  und einem Reibungswinkel  $\varphi \neq 0$ , und zum anderen ideal bindigen Boden mit einer Kohäsion  $c \neq 0$  sowie einem Reibungswinkel  $\varphi = 0$ .

Die Kinematik bei Terzaghis Ansatz ist von einem hinter der Verbauwand abrutschendem prismatischen Körper und der Bruchfigur wie bei einem zentrisch überbelasteten Streifenfundament geprägt.

#### 2.3.1.1 Untersuchungen an Sand

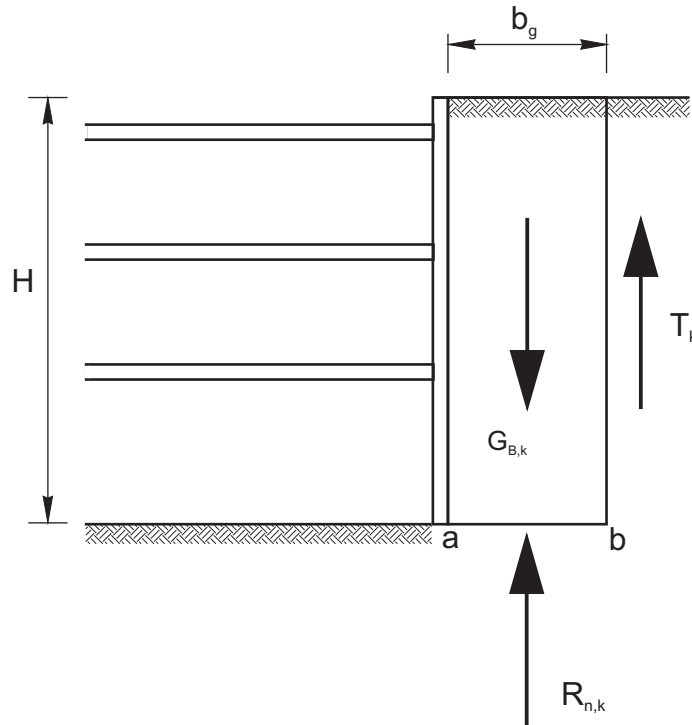
Terzaghi betrachtet die Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle in kohäsionslosem Sand als ebenes Problem und berechnet die lotrechte Kraft  $P$  pro Längeneinheit neben der Baugrube mit der Breite  $b_g$  (Bild 2.9) als Differenz aus den Kräften  $G_{B,k}$  (und ggf. vorhandenen Auflasten auf den Körper  $G_k$  und  $Q_{Rep}$ ) und  $T_k$  zu:

$$P = G_{B,k} - T_k = \gamma \cdot H \cdot b_g - E_{agh} \cdot \tan \varphi \quad (2.2)$$

mit:

$P$	Lotrechte Kraft auf den Streifen $\overline{ab}$
$\gamma$	Wichte des Bodens
$E_{agh}$	horizontale Erddruckkraft für den Rankineschen Sonderfall
$\varphi$	Reibungswinkel des Bodens





**Bild 2.9** Ebener Schnitt durch eine Baugrube in idealem Sand (nach Terzaghi 1943)

Dieser Kraft entgegen wirkt der Grundbruchwiderstand  $R_{n,k}$ , der sich für den Fall, dass die Kohäsion  $c = 0$  und der Baugrubenverbau nicht in den Boden einbindet, folgendermaßen berechnet:

$$R_{n,k} = b_g^2 \cdot \gamma \cdot N_{b0} \quad (2.3)$$

mit:

$N_{b0}$  Tragfähigkeitsbeiwert des Breitenterms für den Grundbruchwiderstand, quantitativ nach dem Stand der Wissenschaft von 1943 (Prandtl 1920/ Reissner 1924) [-]

Folglich ergibt sich die Sicherheit  $\eta$  gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle zu:

$$\eta = \frac{R_{n,k}}{P} \quad (2.4)$$

Die geringste Sicherheit kann durch ein Differenzieren der Gl. 2.4 nach  $b_g$  ermittelt werden:

$$\frac{d\eta}{db_g} = \frac{d}{db_g} \cdot \frac{b_g^2 \cdot \gamma \cdot N_{b0}}{\gamma \cdot H \cdot b_g - \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \tan\varphi} \quad (2.5)$$

Setzt man Gl. 2.5 gleich Null ergibt sich der Minimalwert für Gl. 2.4 und somit die Breite  $b_g$ , die zu der geringsten Sicherheit führt zu:

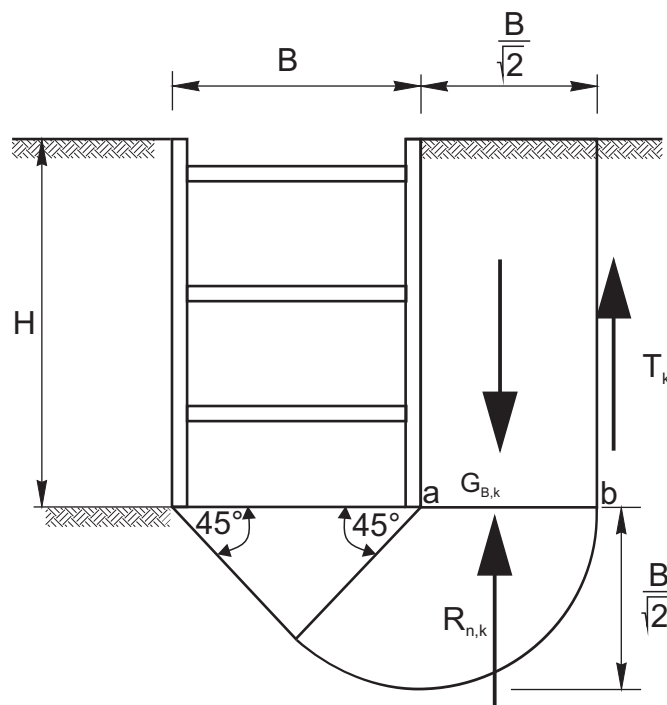
$$b_g = H \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \tan\varphi \quad (2.6)$$

Eingesetzt in Gl. 2.4 zeigt sich, dass nach Terzaghi die Sicherheit gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle in idealem Sand unabhängig von der Tiefe der Baugrube ist:

$$\eta = 2 \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \tan\varphi \cdot N_{b0} \quad (2.7)$$

### 2.3.1.2 Untersuchungen an bindigem Boden

Die kinematische Kette in ideal bindigem Boden (nach Terzaghi Boden mit  $\varphi_u = 0$  und  $c_u \neq 0$ ) entspricht prinzipiell der in Sand, die Geometrie weicht allerdings infolge der Bodeneigenschaften geringfügig ab (Bild 2.10).



**Bild 2.10** Schnitt durch eine Baugrube in ideal bindigem Boden (nach Terzaghi 1943)

Die Kraft pro Längeneinheit auf den Streifen  $\overline{ab}$  setzt sich wieder aus der Differenz der Kräfte  $G_{b,k}$  und  $T_k$  zusammen, wobei sich in ideal bindigen Boden  $T_k$  unabhängig vom Einfluss des Erddrucks zu:

$$T_k = H \cdot c_u \quad (2.8)$$

ergibt. Mit Gl. 2.8 wird die resultierende Einwirkung  $P$  zu:

$$P = \gamma \cdot H \cdot b_g - H \cdot c_u = H \cdot b_g \cdot \left( \gamma - \frac{c_u}{b_g} \right) \quad (2.9)$$

Anhand von Gl. 2.9 ist zu erkennen, dass mit zunehmender Breite  $b_g$  die Belastung auf den Streifen  $\overline{ab}$  zunimmt. Der der Einwirkung  $P$  entgegenwirkende Grundbruchwiderstand ergibt sich für einen reibungslosen bindigen Boden nach Terzaghi zu:

$$R_{n,k} = b_g \cdot c_u \cdot N_{c0} \quad (2.10)$$

Der Tragfähigkeitsbeiwert  $N_{c0}$  ergibt sich nach Terzaghi, von Prandtl (1920) und Reissner (1924) abgeleitet, zu  $N_{c0} = 5,7$ . Der Maximalwert der Breite  $b_g$  wird durch die Gleitfläche vorgegeben, die, wie in Bild 2.10 dargestellt, nach Terzaghis Theorie nicht über die Baugrubenbreite weiter verlaufen kann. Für  $\varphi_u = 0$  verläuft der passive Teil der Gleitfläche unter einem Winkel von  $45^\circ$ . Der Übergangsbereich wird mit dem aktiven

Teil der Gleitfläche zu einem Kreis mit dem Radius  $r = \frac{B}{\sqrt{2}}$  und begrenzt so die Breite  $b_g$  ebenfalls auf  $\frac{B}{\sqrt{2}}$ .

Somit ergibt sich die Sicherheit  $\eta$  gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle in ideal bindigem Boden zu:

$$\eta = \frac{R_{n,k}}{P} = \frac{c_u \cdot 5,7}{H \cdot \left( \gamma - \frac{\sqrt{2} \cdot c_u}{B} \right)} \quad (2.11)$$

### 2.3.2 Ansatz nach Tscheboratioff (1948)

Tscheboratioffs Ansatz (aus Bjerrum und Eide 1956) ist vergleichbar mit dem Terzaghis. Der Unterschied zu Terzaghis Ansatz beruht auf einer leicht abweichenden Form des

Versagenskörpers und der Einbeziehung des Längen- zu Breitenverhältnisses der Baugrube. Die Sicherheit gegen Aufbrechen der Baugrubensohle in bindigem Boden ergibt sich nach Tscheboratioff (1948) zu:

$$\eta = \frac{1}{H} \frac{c_u \cdot 5,1}{\gamma - \left(1 + \frac{2B}{L}\right) \cdot \frac{c}{B}} \quad (2.12)$$

### 2.3.3 Ansatz nach Bjerrum und Eide (1956)

Bjerrum und Eide (1956) betrachten ein Versagen der Baugrubensohle in ideal bindigem Boden mit einem Reibungswinkel von  $\varphi_u = 0$  und einer Kohäsion  $c_u \neq 0$ .

Der Versagenskörper nach Bjerrum und Eide unterscheidet sich maßgeblich von den vorgenannten. Während Terzaghi (1943) und Tscheboratioff (1948) erdseits der Baugrube anschließend an den Grundbruchkörper eine vertikale Gleitlinie bis an die Geländeoberfläche ansetzen, gehen Bjerrum und Eide bei tiefen Baugruben aufbauend auf den Arbeiten von Skempton (1951) von einem lokalen Versagen des Bodens ohne Mobilisierung der vollen Scherfestigkeit bis zur Geländeoberfläche aus.

Skempton untersuchte aufbauend auf den Arbeiten von Prandtl (1920), Terzaghi (1943), Bishop et al. (1945), Gibson (1950) und Meyerhof (1951), der die Grundbruchfigur von Prandtl (1920) weiterentwickelte, die Tragfähigkeit von Fundamenten in Ton.

Gleichung 2.13 gibt die Tragfähigkeit eines Fundamentes im undrännierten Zustand nach Skempton (1951) an.

$$R_{n,k} = \gamma \cdot D + N_c \cdot c_u \quad (2.13)$$

Wobei  $D$  die Einbindetiefe des Fundaments in den Boden beschreibt und  $N_c$  den Tragfähigkeitsbeiwert des Kohäsionsterms, der von Skempton (1951) aus allen ihm zur Verfügung stehenden theoretischen Überlegungen und experimentellen Untersuchungen heraus in Abhängigkeit der Geometrie des Fundamentes sowie dessen Einbindetiefe in Diagrammform zusammengestellt wurde. Der Tragfähigkeitsbeiwert  $N_c$  für undrännierte Bedingungen nach Skempton (1951) ist somit im Gegensatz zum Tragfähigkeitsbeiwert  $N_c$  für undrännierte Bedingungen der DIN 4017 kein fester Wert.

Für Fundamente mit einer im Vergleich zu ihrer Einbindetiefe großen Breite kann von einer vollen Mobilisierung der Scherfestigkeit – in diesem Falle der Kohäsion  $c_u$  – bis hin zur Geländeoberkante ausgegangen werden. Bis zu einem Verhältnis von Einbindetiefe zu Breite des Fundamentes von 3 steigt der  $N_c$  - Faktor nahezu linear bis zu einem

Grenzwert an. Dieser Grenzwert ist abhängig vom Breiten- zu Längenverhältnis des Fundamentes und beträgt für „unendlich“ lange Fundamente (Streifenfundamente) rd. 7,5 und für Rechteckfundamente rd. 9. Diese Grenzwerte konnten nach Skempton (1951) auch durch experimentelle Ergebnisse bestätigt werden. Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass bei tief in den Boden einbindenden Fundamenten mit dem o.g. Verhältnis von Einbindetiefe zu Breite des Fundamentes ein lokales Versagen des Bodens ohne volle Mobilisierung der Scherfestigkeit des sich zwischen Geländeoberkante und Unterkante des Fundamentes befindlichen Bodens stattfindet.

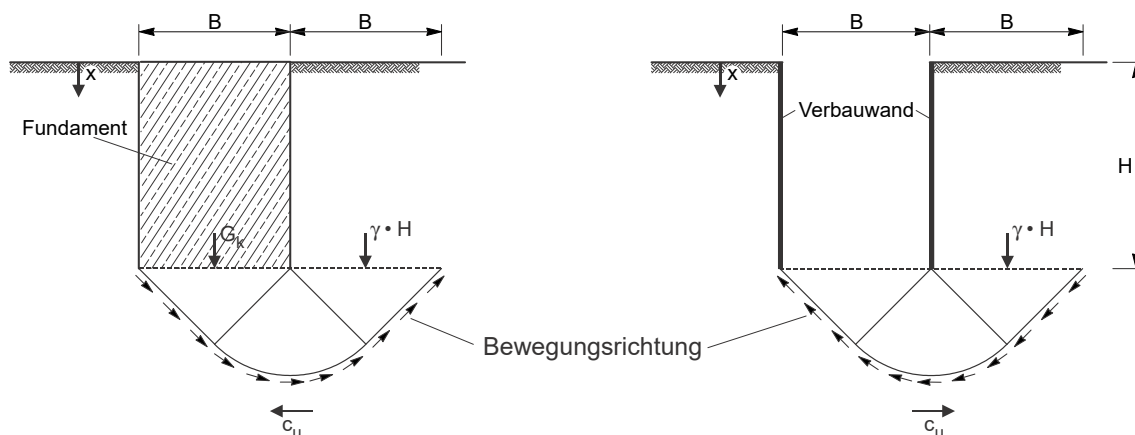
Aus Gl. 2.13 leiten Bjerrum und Eide unter dem Hinweis, dass sich die beiden Probleme, Tragfähigkeit eines Fundamentes und Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle, entsprechen, direkt die Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle ab:

$$\eta = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot H(+G_k)} \quad (2.14)$$

mit:

$N_c$  Tragfähigkeitsbeiwert nach Skempton (1951)

Im Falle der Betrachtung der Tragfähigkeit eines Fundamentes wird die zusätzliche Auflast gesucht, die zu einem Versagen des ideal bindigen Bodens führt. Im Falle des Aufbruchs der Baugrubensohle wird die Last gesucht, die innerhalb einer Baugrube entfernt werden darf, bevor es zu einem Versagen kommt. Die Kinematik, i.e. in diesem Fall die Bewegungsrichtung des Versagenskörpers, kehrt sich bei Betrachtung der beiden Fälle um (Bild 2.11).

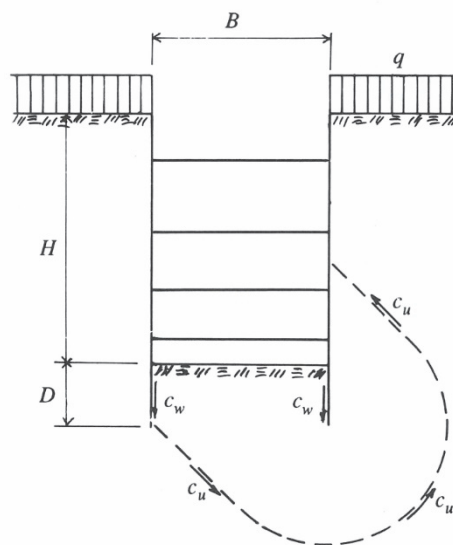


**Bild 2.11** Ansatz der Kräfte beim Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch bei tiefen Gründungen im Ton nach Skempton (1951), links, Ansatz der Kräfte beim Nachweis gegen Aufbrechen der Baugrubensohle nach Bjerrum und Eide (1956), rechts

Für eine Baugrube mit durchgehender Einbindung des Verbaus in den Baugrund ( $t_g > 0$ ) kann die Formel noch um einen Kohäsionsteil innerhalb der Baugrube ergänzt werden (Karlsrud und Andresen 2008):

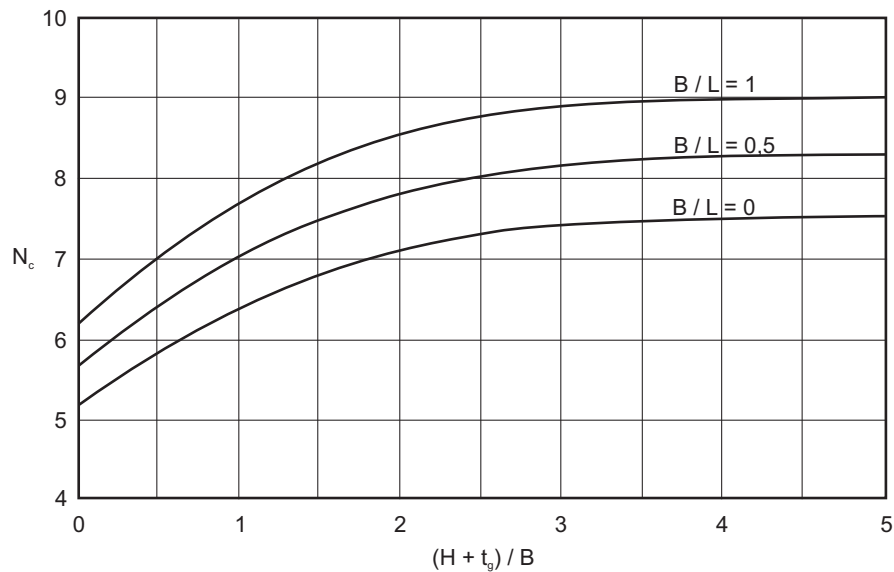
$$\eta = \frac{N_c \cdot c_u + 2 \cdot c_u \cdot \frac{t_g}{B}}{\gamma \cdot H(+G_k)} \quad (2.15)$$

In Bild 2.12 ist die Bruchfigur beim Aufbruch der Baugrubensohle für eine tiefe Baugrube in Ton nach Bjerrum und Eide (aus Hansbo 1994) dargestellt. Die Form des Versagenskörpers ist in der Originalliteratur nicht angegeben und wird beispielsweise vom Norwegischen Geotechnik Institut (Norwegian Geotechnical Institute - NGI) als klassische Grundbruchfigur nach Prandtl (1920) angenommen (vgl. Karlsrud und Andresen 2008 und Bild 2.11). Karlsrud und Andresen weisen darauf hin, dass die kritische Breite, d.h. diejenige Breite die rechnerisch die geringste Sicherheit aufweist, nur im Falle einer über die Tiefe konstanten undrained Scherfestigkeit der Baugrubenbreite entspricht.



**Bild 2.12** Aufbruch der Baugrubensohle in kohäsiven Böden nach Bjerrum und Eide (aus Hansbo 1994)

Bild 2.13 zeigt ein von Hansbo (1994) überarbeitetes Diagramm, in welchem die Einbindetiefe  $t_g$  des Baugrubenverbaus eingearbeitet ist.



**Bild 2.13** Diagramm zur Bestimmung von  $N_c$  nach Skempton (aus Hansbo 1994)

Die entwickelte Methode zur Berechnung der Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle wurde von Bjerrum und Eide auf 14 Baugruben, darunter drei Testschächten, angewendet und erreichte zufriedenstellende Übereinstimmungen. Es ist allerdings festzuhalten, dass die Mehrzahl der Validierungsbaugruben keine oder nur eine sehr geringe Einbindung der Verbauwand aufwiesen.

#### 2.3.4 Ansatz nach Finn (1963)

Finn (1963) legt seiner Betrachtung den Ansatz von Terzaghi (1943) für ideal bindige Böden zugrunde, beschränkt jedoch die Höhe über welche die Scherspannung an dem abrutschenden Bodenkörper mobilisiert wird (Finn 1960). Diese Beschränkung der Höhe basiert auf Überlegungen und Versuchen in Sand von Terzaghi (1936 und 1943) sowie einer eigenen Studie (Finn 1959) zur Gewölbetragswirkung in Böden. Darin wurden mit Trapdoor-Versuchen die Spannungsverteilungen im Boden über einer nachgebenden Falltür bestimmt. Ergebnis dieser Studien ist, dass ab einer Höhe der zwei- bis dreifachen (Terzaghi 1936 und 1943) und dreifachen (Finn 1959) Baugrubenbreite (Breite der Falltür) keine nennenswerten Scherspannungen mehr auf den abrutschenden Bodenkörper wirken.

Die lotrechte Kraft auf den Streifen  $\overline{ab}$  wird nach Finn in Anlehnung an Gl. 2.9 zu:

$$P = \gamma \cdot H \cdot b_g - 3 \cdot B \cdot c_u \quad (2.16)$$

Als Spannung ausgedrückt ergibt sich mit  $b_g = \frac{B}{\sqrt{2}}$ :

$$p = \gamma \cdot H - 4,2 \cdot c_u \quad (2.17)$$

als einwirkende Spannungsgröße.

Bei einer Sicherheit von  $\eta = 1,0$  entspricht die einwirkende Spannung  $p$  genau jener widerstehenden Spannung aus dem Grundbruchwiderstand von:

$$R_{n,k} = 5,7 \cdot c_u \quad (2.18)$$

Mit Hilfe der Gleichungen 2.17 und 2.18 ergibt sich die Baugrubentiefe  $H_{krit}$ , bei der ein Aufbrechen der Baugrubensohle in einem homogenen Boden eintritt, zu:

$$H_{krit} \approx 10 \cdot \frac{c_u}{\gamma} \quad (2.19)$$

$H_{krit}$  ist nach Finn (1963) ab einer Baugrubentiefe von  $H \geq 3 \cdot B$  nur von den Bodenparametern Wichte  $\gamma$  und Kohäsion  $c$  abhängig. Für die von Bjerrum und Eide (1956) vorgestellten Baugruben, die ein Höhen- zu Breitenverhältnis von  $H \geq 3 \cdot B$  aufwiesen, konnte Finn mit seinem Ansatz gute Übereinstimmung feststellen.

### 2.3.5 Ansatz nach Weißenbach (1977)

Weißenbach (1977) greift in dem von ihm entwickelten Nachweisformat der Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle den Ansatz von Terzaghi (1943) auf und erweitert diesen um die Berücksichtigung der Einbindetiefe der Verbauwand, von schmalen Baugruben und von Grundwasser im betrachteten Versagenskörpers. Darüber hinaus passt er die Geometrie der Grundbruchfigur als auch die Beiwerte des Grundbruchwiderstandes an den seinerzeitigen Stand der Wissenschaft (1977) an.

Für im Verhältnis zu ihrer Breite wesentlich längere Baugruben formuliert Weißenbach (1977) die Sicherheit gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle in homogenem Boden wie folgt:

$$\eta = \frac{R_{n,k} + T_k}{G_{B,k} + G_k + Q_{Rep}} \quad (2.20)$$

Dabei setzt sich die widerstehende Kraft  $T_k$  aus einer gegebenenfalls vorhandenen Kohäsionskraft



$$K_v = c \cdot (H + t_g) \quad (2.21)$$

und der Vertikalkomponente der aktiven Erddruckkraft

$$E_{av} = E_{ah} \cdot \tan \varphi \quad (2.22)$$

zusammen.

Der von Weißenbach (1977) angesetzte Grundbruchwiderstand  $R_{n,k}$  stammt wie bereits beschrieben aus der DIN 4017 und ergibt sich zu

$$R_{n,k} = b_g \cdot (\gamma \cdot t_g \cdot N_d + \gamma \cdot b_g \cdot N_b + c \cdot N_c). \quad (2.23)$$

Dieser Ansatz lässt sich problemlos auch auf geschichtete Bodenverhältnisse erweitern, indem die angesetzten Kräfte als Summe ihrer Komponenten der einzelnen Bodenschichten angesetzt werden.

Wie aus Gl. 2.20 ersichtlich, geht die Breite  $b_g$  des hinter dem Baugrubenverbau abrutschenden Körpers sowohl auf der einwirkenden als auch auf der widerstehenden Seite ein. Die geringste Sicherheit  $\eta$  muss somit durch Variation der Breite  $b_g$  gefunden werden, wobei diese durch die Form der Grundbruchfigur - und somit durch die Größe des Reibungswinkels  $\varphi$  - und der Bedingung, dass die Grundbruchgleitfläche innerhalb der Baugrube gemäß Bild 2.14, a oder b auslaufen muss, beschränkt ist. Folglich gilt die Bedingung:

$$l_g \leq B + \frac{1}{2} b_g \quad (2.24)$$

Unter Zuhilfenahme des in Weißenbach (1977) und der seinerzeit aktuellsten Fassung der DIN 4017 aufgeführten, vom Reibungswinkel abhängigen Faktors  $f_{lg}$  kann die Länge  $l_g$  wie folgt ermittelt werden:

$$l_g = f_{lg} \cdot b_g \quad (2.25)$$

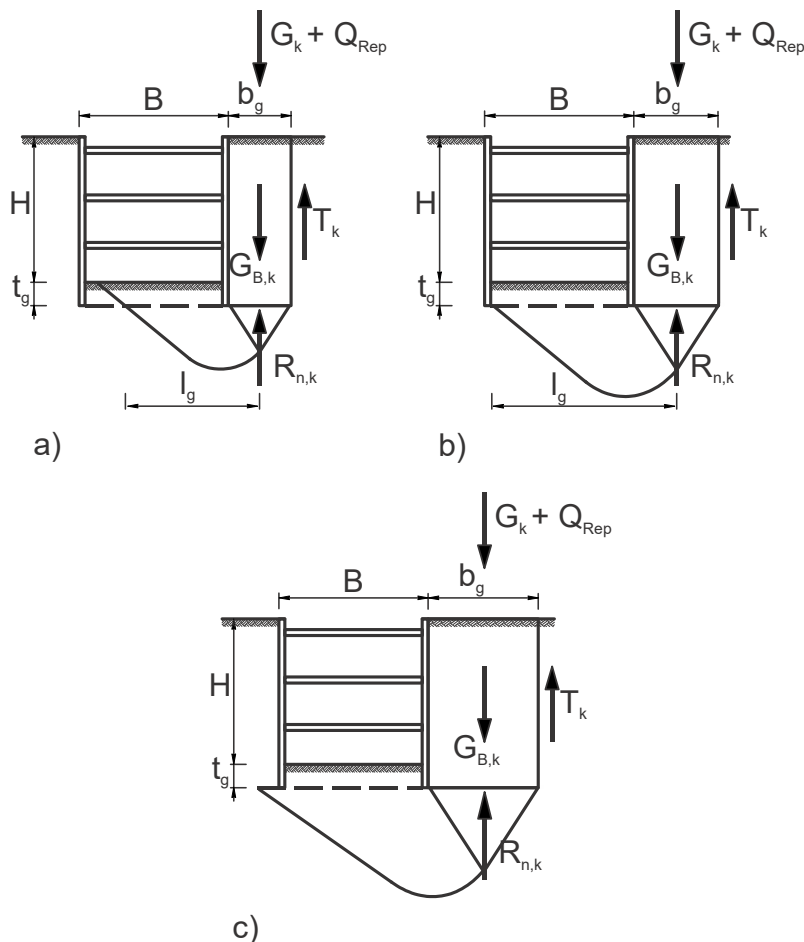
Durch Umformen ergibt sich aus den Gleichungen 2.24 und 2.25 eine Beschränkung der Breite  $b_g$ :

$$b_g \leq \frac{B}{f_{lg} - 0,5} \quad (2.26)$$

Bei schmalen Baugruben ergeben sich somit sehr kleine Eigenlasten des abrutschenden Bodenkörpers wohingegen die einem Abrutschen entgegenwirkende Scherkraft unabhängig von der Breite des Bodenkörpers ist und bei schmalen Baugruben so einen dominierenden Einfluss auf das berechnete Sicherheitsniveau ausübt. Weißenbach (1977) führt unter Verweis auf die Untersuchungen Finns (1963) daher eine untere Schranke für die Breite  $b_g$  des abrutschenden Bodenkörpers für Baugruben, deren Breite  $B \leq 0,2 \cdot H$  ist, mit:

$$b_g \geq \frac{0,2 \cdot H}{f_{lg} - 0,5} \quad (2.27)$$

ein. Somit entspricht die Sicherheit gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle in einem homogenen, reibungslosen Boden nach Weißenbach ab einem Höhen- zu Breitenverhältnis von  $H \geq 5 \cdot B$  jenem nach Finn (1963) und ist konstant.



**Bild 2.14** Mögliche (a und b) und nicht mögliche (c) Versagenskörper beim Aufbruch der Baugrubensohle nach Weißenbach (1977)



Bild 2.15 zeigt die drei von Scherzinger (1991) entwickelten Bruchmechanismen mit zugehörigen Verschiebungsplänen aus denen je nach Bodenkennwerten und äußeren Lasten die ungünstigste Sicherheit  $\eta$  nach der Definition

$$\eta = \frac{D}{A} \quad (2.28)$$

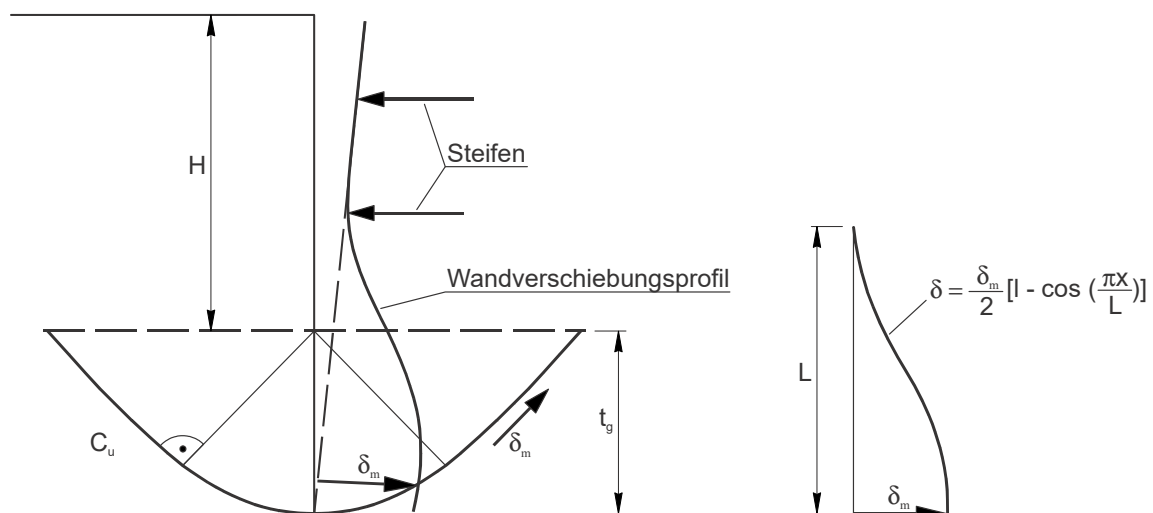
mit:

- D Arbeit, die von widerstehenden Kräfte in den Gleitfugen bei einer virtuellen Verschiebung geleistet wird
- A Arbeit, die von antreibenden Kräfte bei derselben virtuellen Verschiebung geleistet wird

gefunden werden muss.

### 2.3.7 Ansatz nach O'Rourke (1993)

O'Rourke (1993) betrachtet für die von ihm vorgestellte Sicherheitsdefinition für das Aufbrechen der Baugrubensohle, abweichend von den vor beschriebenen Definitionen, einen Versagenskörper, der die Verbauwand einschließt, und berücksichtigt einen aus der Steifigkeit der Verbauwand resultierenden Widerstand. Der Versagenskörper hat dabei eine vertikale Ausdehnung, die exakt der Einbindetiefe  $t_g$  der Verbauwand entspricht (Bild 2.16).



**Bild 2.16** Versagensmechanismus nach O'Rourke (1993)

O'Rourke beschreibt die inkrementelle seitliche Verformung der Verbauwand infolge Aushubs als eine Kosinusfunktion:

$$\delta w = \frac{\delta w_m}{2} \left[ 1 - \cos \left( \frac{\pi \cdot x}{L} \right) \right] \quad (2.29)$$

mit:

$\delta w$  seitliche inkrementelle Wandverformung im Abstand  $x$  von der untersten Aussteifungsebene

$\delta w_m$  maximale inkrementelle Wandverformung

$L$  Länge zwischen unterster Aussteifungsebene und Unterkante der Verbauwand

Unter Zuhilfenahme des Energieerhaltungssatzes des vorgestellten Verformungsprofils einer frei aufgelagerten Verbauwand und des Momentengleichgewichts um den Eckpunkt der Baugrubensohle gibt O'Rourke (1993) die Sicherheit gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle wie folgt an:

$$\eta = \frac{N_{OR} \cdot c_u}{\gamma \cdot H} \quad (2.30)$$

mit:

$N_{OR}$  Stabilitätsfaktor gegen Aufbruch der Baugrubensohle (stability factor of overall resistance) inklusive des Widerstands der Verbauwand

$$N_{OR} = N_c + \frac{U}{t_g \cdot \delta_m \cdot c_u} \quad (2.31)$$

mit:

$N_c$  Tragfähigkeitsbeiwert nach Skempton (1951)

$U$  elastische Dehnungsenergie aus der Biegung der Verbauwand

$\delta_m$  maximale, seitliche inkrementelle Wandverformung

Die Dehnungsenergie  $U$  ist dabei abhängig von der Art der Auflagerung der Verbauwand und ihrer Biegesteifigkeit, ausgedrückt durch das Biegemoment  $M_y$  bei maximaler Wandverformung  $\delta_m$ . Für eine frei aufgelagerte Verbauwand ergibt sich  $N_{OR}$  zu:

$$N_{OR} = N_c + \frac{M_y \cdot \pi^2}{8 \cdot t_g \cdot L \cdot c_u} \quad (2.32)$$

Für eine vollständig eingespannte Verbauwand ergibt sich  $N_{OR}$  zu:

$$N_{OR} = N_c + \frac{M_y \cdot \pi^2}{2 \cdot t_g \cdot L \cdot c_u} \quad (2.33)$$

Und für eine weder frei aufgelagerte noch vollständig eingespannte Verbauwand kann nach O'Rourke folgender Ansatz gewählt werden:

$$N_{OR} = N_c + \frac{9 \cdot M_y \cdot \pi^2}{32 \cdot t_g \cdot L \cdot c_u} \quad (2.34)$$

mit:

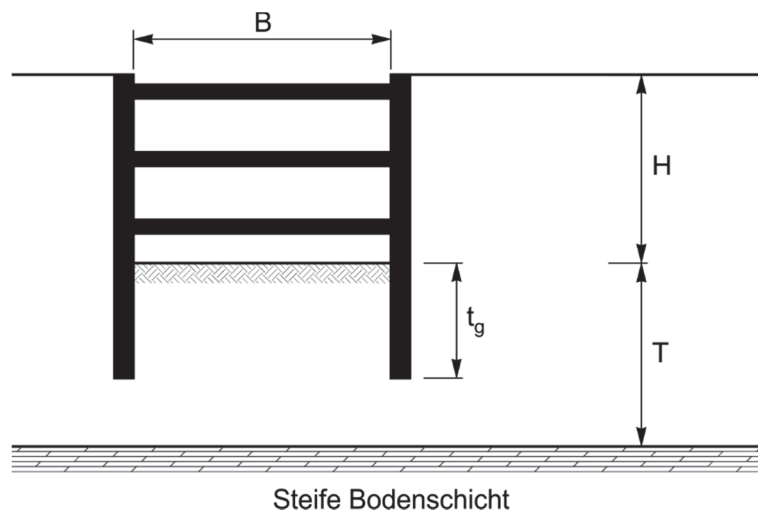
$M_y$  maximal aufnehmbares Biegemoment der Verbauwand

$L$  Länge zwischen unterster Aussteifungsebene und Verbauwandende

Die nach Gl. 2.30 ermittelte Sicherheit entspricht jener nach Bjerrum und Eide (1956) ergänzt um einen von der Art der Auflagerung abhängigen Anteil des Widerstandes aus der Verbauwand.

### 2.3.8 Ansatz nach Goh (1994)

Goh (1994) führte numerische Parameterstudien zum Phänomen Aufbruch der Baugrubensohle durch. Dabei beschränkte er die Studien auf breite Baugruben mit einem Höhen- zu Breitenverhältnis von  $H/B < 1$  in weichem Ton. In den numerischen Studien wurde ein ebener Verformungszustand betrachtet und das Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb verwendet. Goh (1994) variierte die Dicke der weichen Tonschicht  $T$  unterhalb der Baugrubensohle, die Einbindetiefe der Verbauwand  $t_g$  (Bild 2.17) sowie die Biegesteifigkeit der Verbauwand  $EI$ .



**Bild 2.17** Randbedingungen der numerischen Parameterstudien nach Goh (1994)

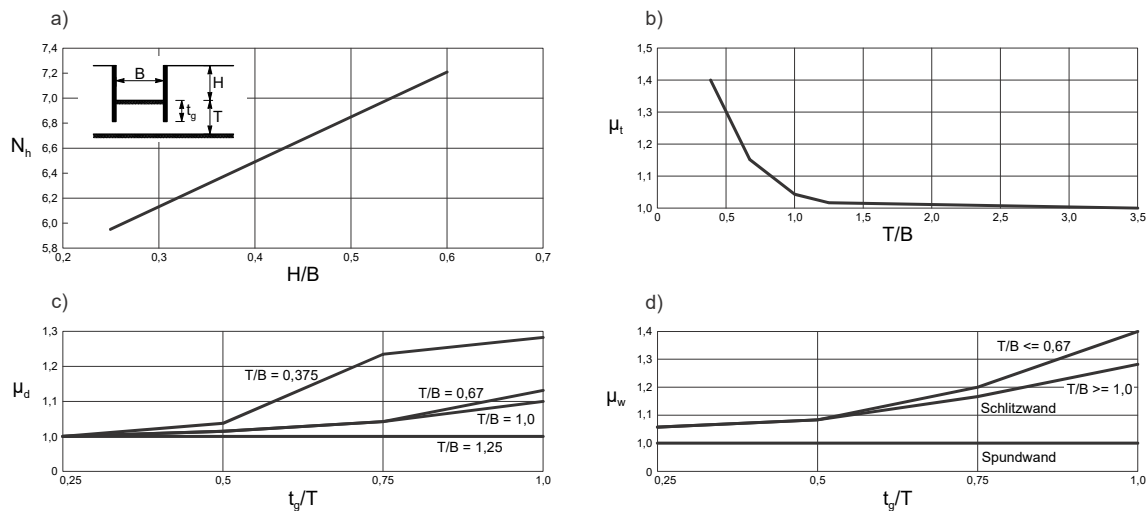
Aus den Ergebnissen der Studie leitet Goh (1994) Einflussfaktoren für die untersuchten Parameter und einen modifizierten Tragfähigkeitsbeiwert ab. Die Sicherheit gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle gibt Goh (1994) in Anlehnung an Bjerrum und Eide (1956) wie folgt an:

$$\eta = \frac{N_h \cdot c_u}{\gamma \cdot H} \cdot \mu_t \cdot \mu_d \cdot \mu_w \quad (2.35)$$

mit:

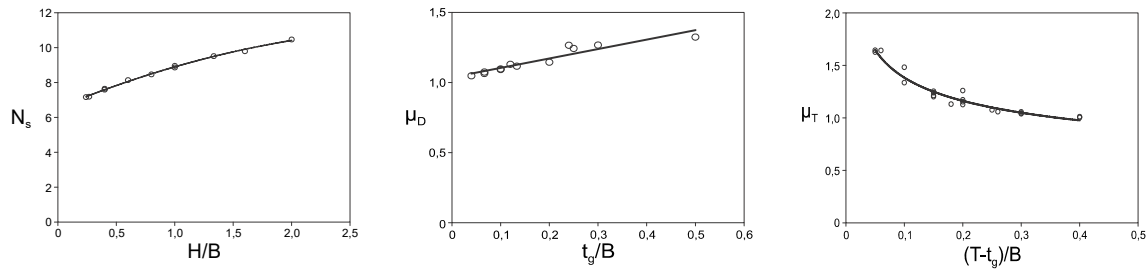
- $N_h$  modifizierter Tragfähigkeitsbeiwert
- $\mu_t$  Einflussfaktor für die Dicke der weichen Bodenschicht
- $\mu_d$  Einflussfaktor für die Einbindetiefe der Verbauwand
- $\mu_w$  Einflussfaktor für die Biegesteifigkeit der Verbauwand

Bild 2.18 zeigt die von Goh (1994) abgeleiteten Faktoren für den Einfluss der Dicke der weichen Tonschicht b), die Einbindetiefe der Verbauwand c), die Steifigkeit der Verbauwand d) sowie den modifizierten Tragfähigkeitsbeiwert a).



**Bild 2.18** Einflussfaktoren für rechteckige Baugruben nach Goh (1994)

In weiteren numerischen Studien identifizierte Goh Einflussfaktoren für kreisrunde Baugruben (Goh 2017 a) sowie für den Einfluss von Düsenstrahlsohlen (Goh 2017b) auf die Sicherheit gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle. Die Einflussfaktoren können Bild 2.19 entnommen werden.

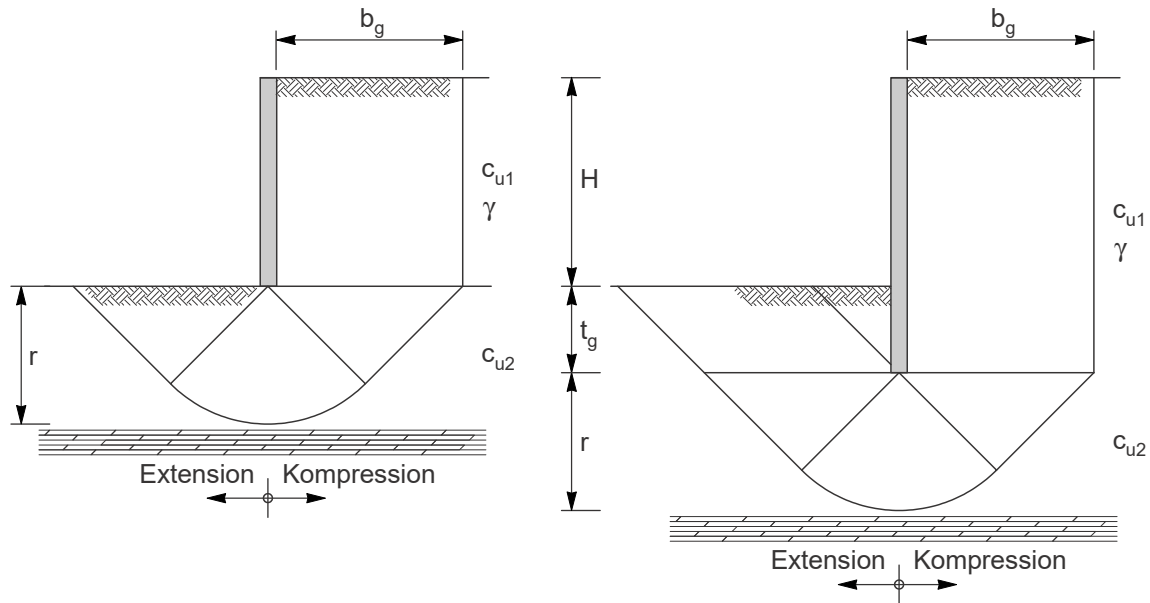


**Bild 2.19** Einflussfaktoren für kreisrunde Baugruben nach Goh (2017a)

### 2.3.9 Ansatz nach Kempfert und Stadel (1997)

Das Nachweisverfahren nach Kempfert und Stadel (1997) geht von einem Bruchmechanismus vergleichbar derer von Terzaghi (1943) und Weißenbach (1997) aus (Bild 2.20). Abweichend zu den Verfahren von Terzaghi und Weißenbach geht in das Nachweisverfahren auf der widerstehenden Seite innerhalb der Baugrube zusätzlich noch eine Dissipation entlang zweier Scherfugen mit ein. In der Sicherheitsdefinition gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle wird zwischen der undrÄnierten Kohäsion bis zur Unterkante der Verbauwand und der undrÄnierten Kohäsion unterhalb der Verbauwand unterschieden (Bild 2.20). Ziel dieser Trennung ist es, die Anisotropie und die damit einhergehende Differenz der undrÄnierten Scherfestigkeit  $c_u$  weicher bindiger Böden bei Extension und Kompression zu berücksichtigen (siehe auch Kap. 2.2.2). Dabei wird der Wert der undrÄnierten Kohäsion vor der Verbauwand auf die Hälfte abgemindert und dann ein Mittelwert über den gesamten Grundbruchkörper gebildet. Die maßgebende Breite  $b_g$  des hinter der Verbauwand abrutschenden Erdblocks neben der Baugrube muss wie beim Nachweis von Weißenbach (1977) für den Fall  $\varphi \neq 0$ , durch Variation gefunden werden. D.h. der Versagenskörper muss sich nicht über die gesamte Baugrubenbreite erstrecken.





**Bild 2.20** Bruchmechanismus nach Kempfert und Stadel (1997)

Die Sicherheit gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle ergibt sich zu:

$$\eta = \frac{c_{u,1} \cdot (3 \cdot t_g + H) + 6,87 \cdot \frac{b_g}{\sqrt{2}} \cdot c_{u,2}}{b_g \cdot \gamma \cdot H} \quad (2.36)$$

mit:

- $c_{u,1}$  gemittelte undrÄnierte Kohäsion oberhalb der Grundbruchfigur
- $c_{u,2}$  gemittelte undrÄnierte Kohäsion in HÖhe der Grundbruchfigur

### 2.3.10 Ansatz nach Osman und Bolton (2006)

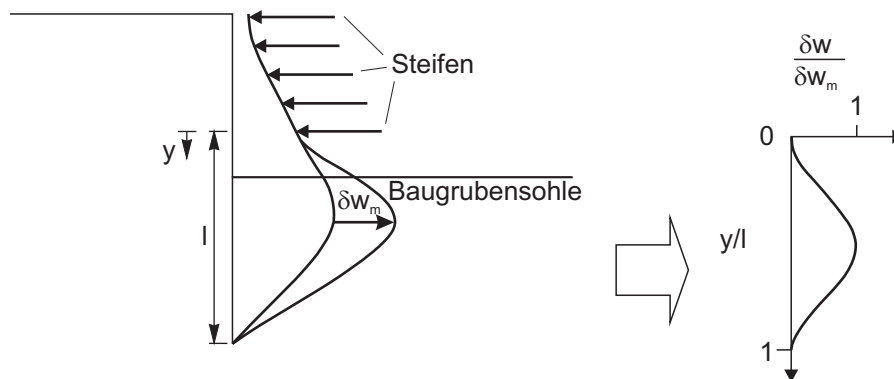
Das von Osman und Bolton (2006) entwickelte Mobilizable Strength Design (MSD) dient vorrangig dazu, die Bodenbewegung bzw. Verformung ausgesteifter Baugruben in Ton bei undrÄnierten VerhÄltnissen vorherzusagen. Über den gewÄhlten Ansatz einer mobilisierten undrÄnierten Scherfestigkeit  $c_{u,mob}$  kann allerdings auch eine Sicherheit gegen Versagen durch Aufbruch der Baugrubensohle abgeleitet werden.

Osman und Bolton (2006) greifen auf den Verformungsansatz für mehrfach ausgesteifte Baugruben und voll eingespannter Verbauwand in weichen Tonen von O'Rourke (1993) zurück, der die inkrementelle seitliche Verformung der Verbauwand infolge Aushubs als eine Kosinusfunktion beschreibt (Bild 2.21) und mit Felddaten belegt (Bild 2.22):

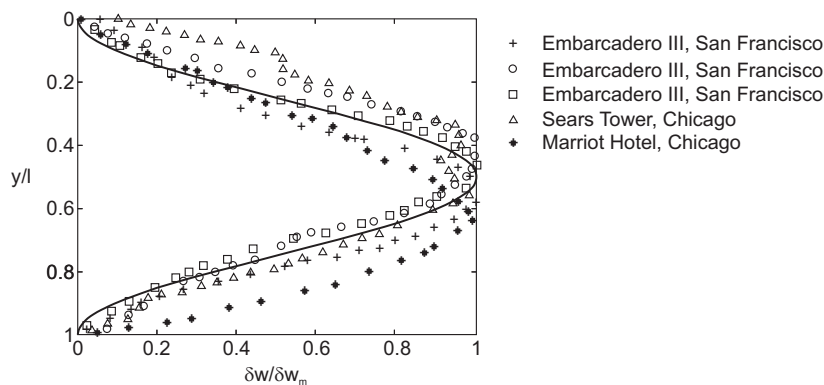
$$\delta w = \frac{\delta w_m}{2} \left[ 1 - \cos \left( \frac{2 \cdot \pi \cdot y}{l} \right) \right] \quad (2.37)$$

mit:

- $\delta w$  horizontale inkrementelle Wandverformung im Abstand  $y$  von der untersten Aussteifungsebene  
 $\delta w_m$  maximale, seitliche inkrementelle Wandverformung  
 $l$  Länge bzw. Breite des Verformungsmechanismus



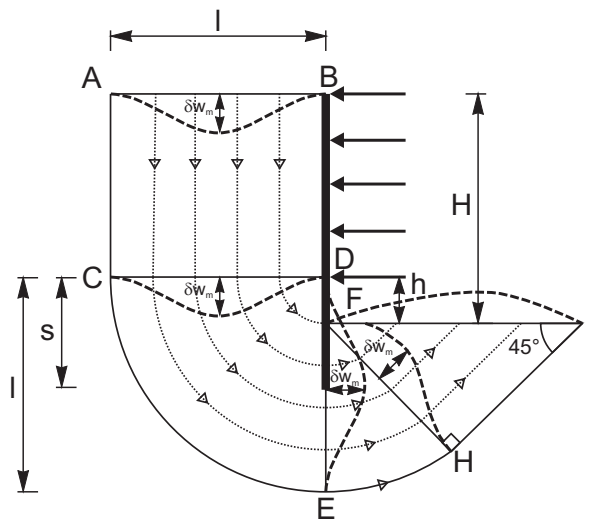
**Bild 2.21** Inkrementelle horizontale Wandverformung für eine vollständig eingespannte Verbauwand nach O'Rourke (1993)



**Bild 2.22** Vergleich gemessener inkrementeller Wandverschiebungen mit der entwickelten Kosinusfunktion von O'Rourke (1993)

Aus dieser Verformung der Verbauwand entwickeln Osman und Bolton (2006) einen plastischen Verformungsmechanismus indem sie die Verformungsverteilung der Verbauwand unterhalb der untersten Aussteifungsebene über einen Bereich hinter der Verbauwand bis zur Baugrubensohle unter der Annahme, dass die Verbauwand unterhalb der untersten Aussteifungsebene rotiert und sich der umgebende Boden kompatibel zu jener Bewegung verhält, durchpausen (Bild 2.23). Der den aus vier abgegrenzt betrachteten Zonen bestehende Verformungskörper umgebende Boden bleibt dabei in

Ruhe. Der Boden entlang der gepunkteten Linien mit Pfeilen (Bild 2.23) verformt sich dabei gleichbleibend über den gesamten Deformationsmechanismus ohne dabei eine oder mehrere Scherfugen auszubilden, so dass die Verformung unter Annahme von Volumenkonstanz als reine Scherverformung beschrieben wird. Diese Annahme steht im Gegensatz zu den vor beschriebenen starr plastischen Lösungsansätzen, die Relativverschiebungen bzw. Verzerrungen innerhalb des Versagenskörpers nicht betrachten und die Verbauwand als starr ansetzen (abgesehen O'Rourke 1993 und Goh 1994).



**Bild 2.23** Deformationsmechanismus nach Osman und Bolton (2006)

Die Ermittlung der Bodenverschiebung beruht auf dem Prinzip der virtuellen Arbeit für jede in Bild 2.23 dargestellte Zone. So wird die virtuelle plastische Arbeit, bestehend aus der Scherdehnung  $\delta\gamma$  multipliziert mit der mobilisierten Scherfestigkeit  $c_{mob}$ , dem virtuellen Verlust der potentiellen Energie, bestehend aus der Setzung  $\delta v$  multipliziert mit der Wichte des Bodens  $\gamma$ , für jede in Bild 2.23 dargestellte Zone gleich gesetzt:

$$\int_{vol} \gamma \cdot \delta v \cdot dvol = \int_{vol} c_{mob} \cdot \delta\gamma \cdot dvol \quad (2.38)$$

Unter Einbeziehung des Zusammenhangs der mobilisierten Scherfestigkeit  $c_{u,mob}$  zur undrained Scherfestigkeit  $c_u$  aus direct simple shear tests

$$c_{mob} = \beta \cdot c_{u,DSS} \quad (2.39)$$

wird Gleichung Gl. 2.38 zu:

$$\beta = \frac{\int \gamma \cdot \delta v \cdot dvol}{\int_{vol} c_u \cdot \delta \gamma \cdot dvol} \quad (2.40)$$

Die Scherdehnungen  $\delta\gamma$  sowie die Setzungen  $\delta v$  jeder Zone werden in Abhängigkeit von der maximalen inkrementellen Wandverformung  $\delta w_m$  dargestellt und die Integrale der Gl. 2.40 berechnet. Über den so bestimmten Durchschnitts- $\beta$ -Wert kann aus einer auf  $\beta$  normierter Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus einem direct simple shear test die mobilisierte Scherdehnung  $\gamma_{mob}$  abgelesen werden und über die Gleichung

$$\delta_{\gamma_{mob}} = \frac{\int \delta_{\gamma} \cdot dvol}{\int_{vol} dvol} \approx 2 \frac{\delta w_m}{1} \quad (2.41)$$

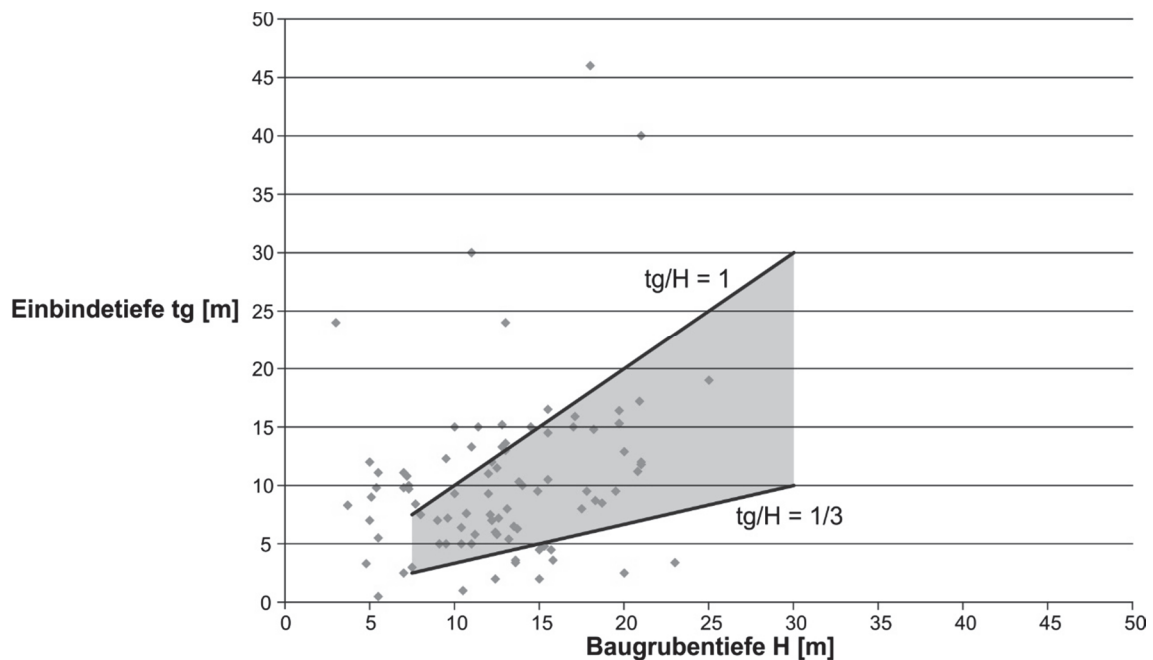
die maximale inkrementelle Wandverformung  $\delta w_m$  berechnet werden. Der mit Hilfe der Gleichung Gl. 2.40 bestimmte Durchschnitts- $\beta$ -Wert gibt dabei indirekt die Sicherheit gegen ein Versagen des Bodenkörpers an.

## 2.4 Diskussion ausgewählter Berechnungsansätze

Der Versagensmechanismus des Aufbruchs der Baugrubensohle wurde in der Vergangenheit vielfach theoretisch behandelt. Die dabei entwickelten Modellvorstellungen differieren, wie vorangegangen aufgezeigt, zum Teil sehr stark. Anhand einer fiktiven Baugrubensituation in homogenem weichen Ton soll ein quantitativer Abgleich der mit ausgewählten Nachweisformaten ermittelten Sicherheiten  $\eta$  gegen Aufbruch der Baugrubensohle erfolgen. Dabei wird die Sicherheitszahl  $\eta$  nicht, wie häufig in der Literatur gezeigt, über dem Verhältniswert  $H/B$  aufgetragen, da dies nicht eindeutig ist. So kann die Sicherheitszahl bei ansteigenden  $H/B$ -Werten bei konstanter Baugrubentiefe  $H$  größer werden, während sie bei konstanter Baugrubenbreite  $B$  und Variation der Baugrubentiefe  $H$  geringer werden kann. Aus diesem Grund wird in der vorliegenden Arbeit die Sicherheitszahl  $\eta$  in Abhängigkeit der beiden voneinander unabhängigen Größen Baugrubentiefe  $H$  und Baugrubenbreite  $B$  dargestellt.

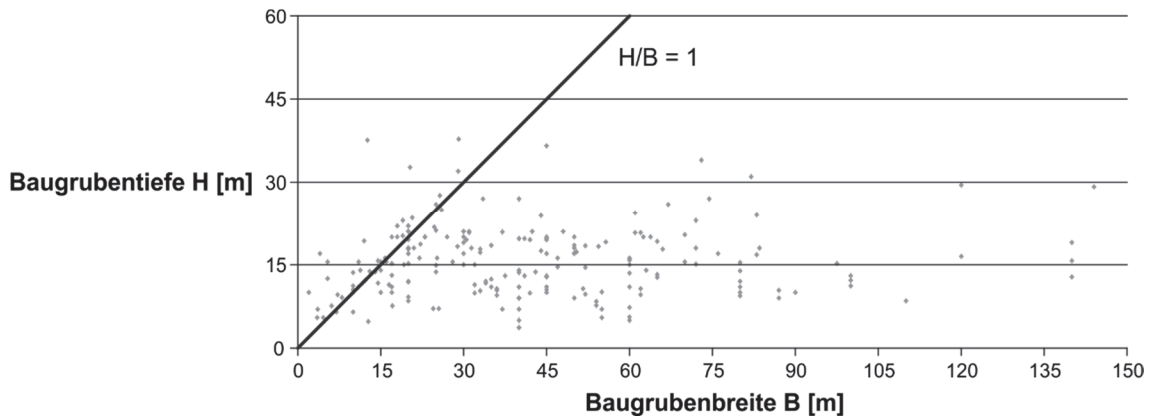
Aufgrund der Erfahrung, dass besonders weiche, bindige Böden von einem Aufbrechen der Baugrubensohle gefährdet sind (vgl. z. B. Wunsch 2003, Kempfert und Stadel 1997 und Becker und Kempfert 2010), erfolgt der quantitative Abgleich für bindige Böden mit einem Reibungswinkel von  $\varphi_u = 0$  und einer Kohäsion von  $c_u \neq 0$ .

Bei dem Abgleich wird die Höhe der Baugrube  $H$  sowie die Baugrubenbreite  $B$  variiert. Die Länge  $L$  der Baugrube wird als unendlich angenommen. Die undrÄnierte Kohäsion orientiert sich an den in der EAB (DGGT 2012) angegebenen Erfahrungswerten bindiger Böden weicher Konsistenz. Die Berechnungen erfolgen für die Verfahren in welchen die Biegesteifigkeit der Verbauwand eingeht jeweils für zwei Spundwandprofile. Die Einbindetiefe  $t_g$  ergibt sich aus der Auswertung hinsichtlich der  $t_g/H$ -Verhältnisse einer von Moormann (2002) zusammengestellten Liste von internationalen Fallbeispielen von Baugruben in bindigen Böden. Das Heranziehen der Zusammenstellung von internationalen Fallbeispielen garantiert somit einen praxisrelevanten Bezug der Vergleichsrechnungen. Bild 2.24 zeigt, dass die Mehrzahl der aufgeführten Baugruben in weichem und breiigem Boden zwischen  $t_g/H = 1$  und  $t_g/H = 1/3$  liegt. Für diese beiden Werte wurden Vergleichsrechnungen der vorgestellten Verfahren durchgeführt. Die Schrittweite der Variation der Baugrubentiefe  $H$  beträgt 2 m, daran angepasst wird ein konstanter vertikaler Abstand der Aussteifungsebenen von 2 m angenommen.



**Bild 2.24** Einbindetiefe  $t_g$  in Abhängigkeit der Baugrubentiefe  $H$  von Fallbeispielen in bindigem Boden aus Moormann (2002)

Bild 2.25 zeigt eine Auswertung der Zusammenstellung von Moormann (2002) hinsichtlich der  $H/B$ -Verhältnisse, um einen Bereich dieses Verhältniswertes mit baupraktischer Relevanz zu identifizieren.

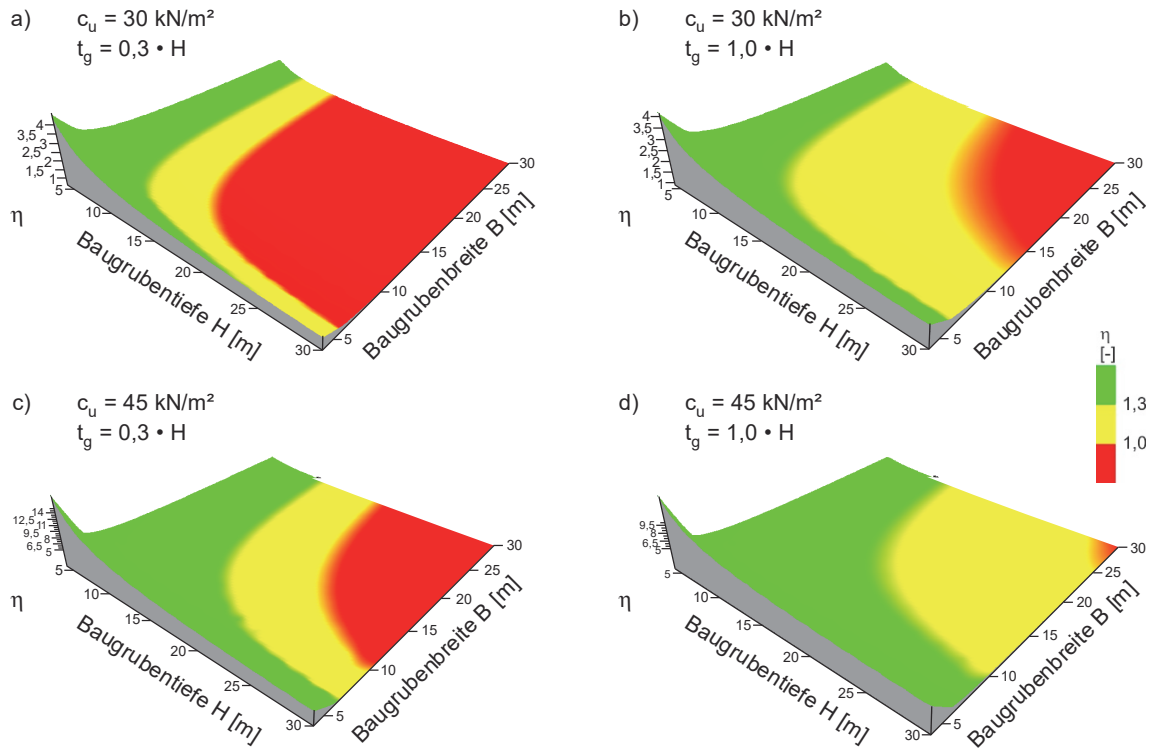


**Bild 2.25** H/B-Verhältnis von Fallbeispielen in bindigem Boden aus Moormann (2002)

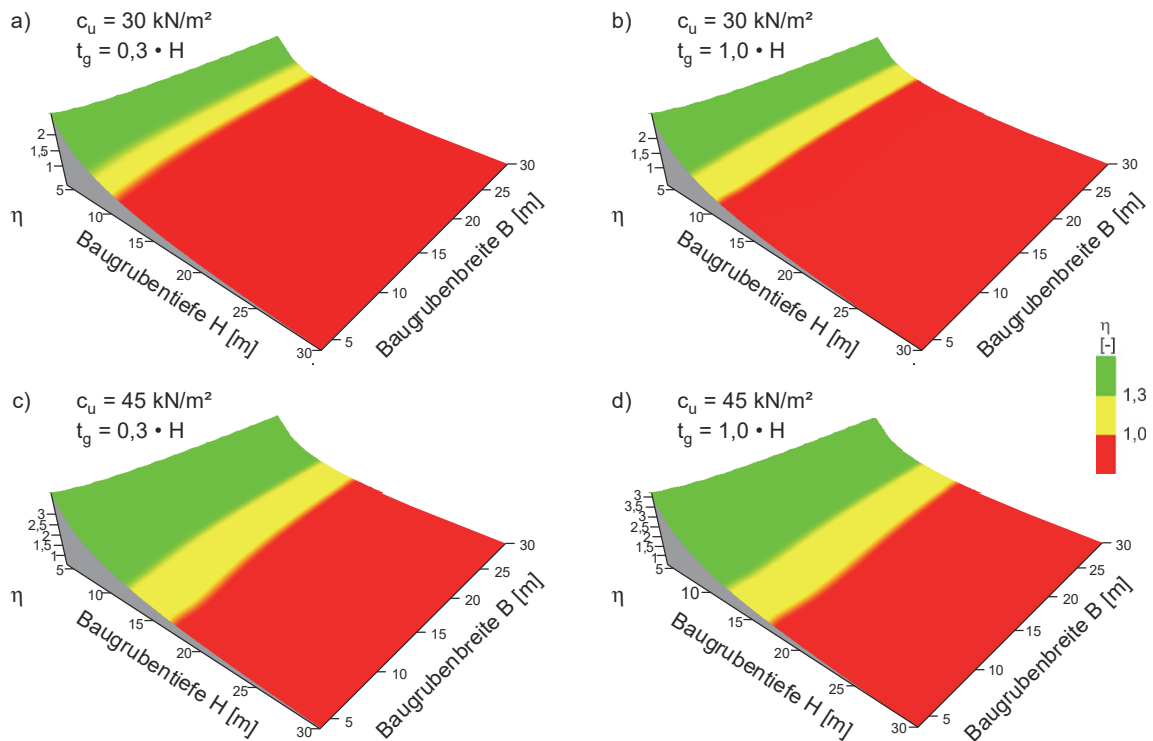
Für den quantitativen Abgleich wurden die Ansätze nach

- Terzaghi (1943),
- Bjerrum und Eide (1956),
- Weißenbach (1977),
- O'Rourke (1993),
- Goh (1994) und
- Kempfert und Stadel (1997)

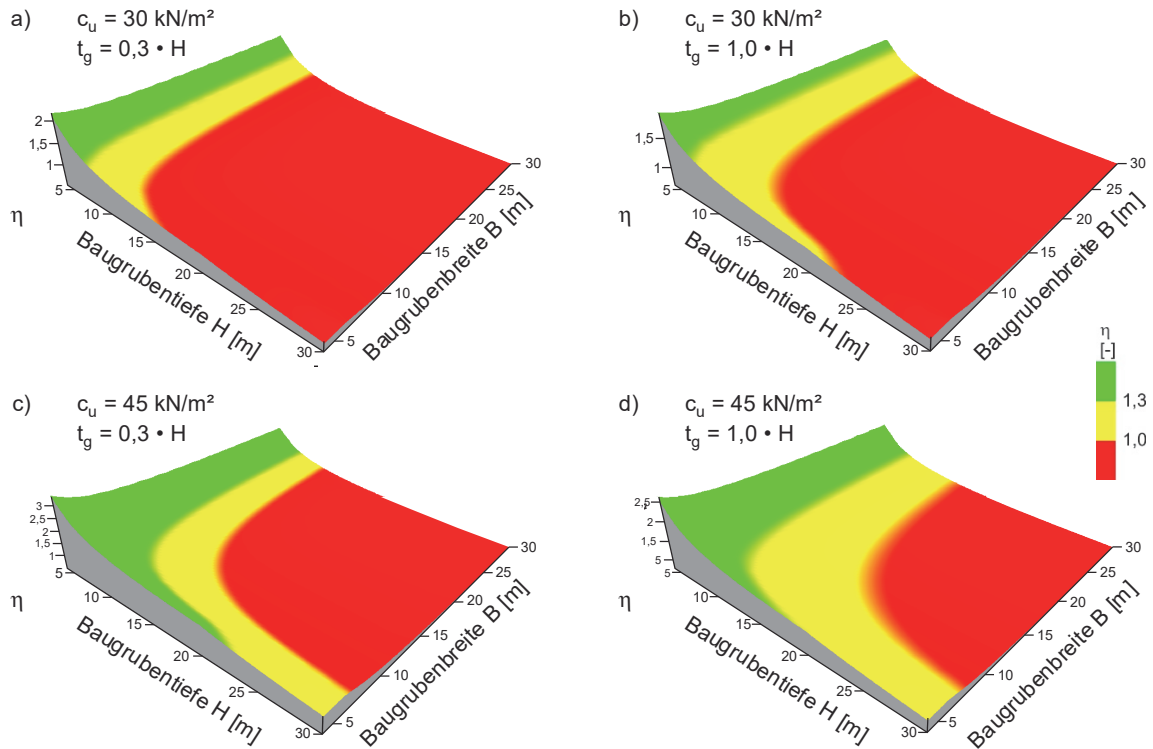
herangezogen. Bei dem Ansatz von Terzaghi (1943) wurde vom Autor noch die Auswirkung einer Einbindetiefe  $t_g$  einer Verbauwand im Sinne des Grundbruchwiderstandes eingearbeitet. Der Ansatz nach Goh (1994) berücksichtigt mit Einflussfaktoren die Dicke der weichen Bodenschicht, die Einbindetiefe sowie Biegesteifigkeit der Verbauwand. Diese Einflussfaktoren sind von Goh jedoch nur in Abhängigkeit des Verhältniswertes Einbindetiefe zu Abstand BGS zu einer steifen Bodenschicht dargestellt. Da für die Vergleichsrechnungen ein homogener Bodenaufbau gewählt wurde, haben diese Einflussfaktoren durchweg den Wert 1,0. Die Bilder 2.26 bis 2.29 zeigen die Sicherheitszahlen  $\eta$  nach den Verfahren von Terzaghi (1943), Bjerrum und Eide (1956), Weißenbach (1977) sowie Kempfert und Stadel (1997). Die übrigen Diagramme der zum Abgleich herangezogenen Ansätze sind im Anhang enthalten.



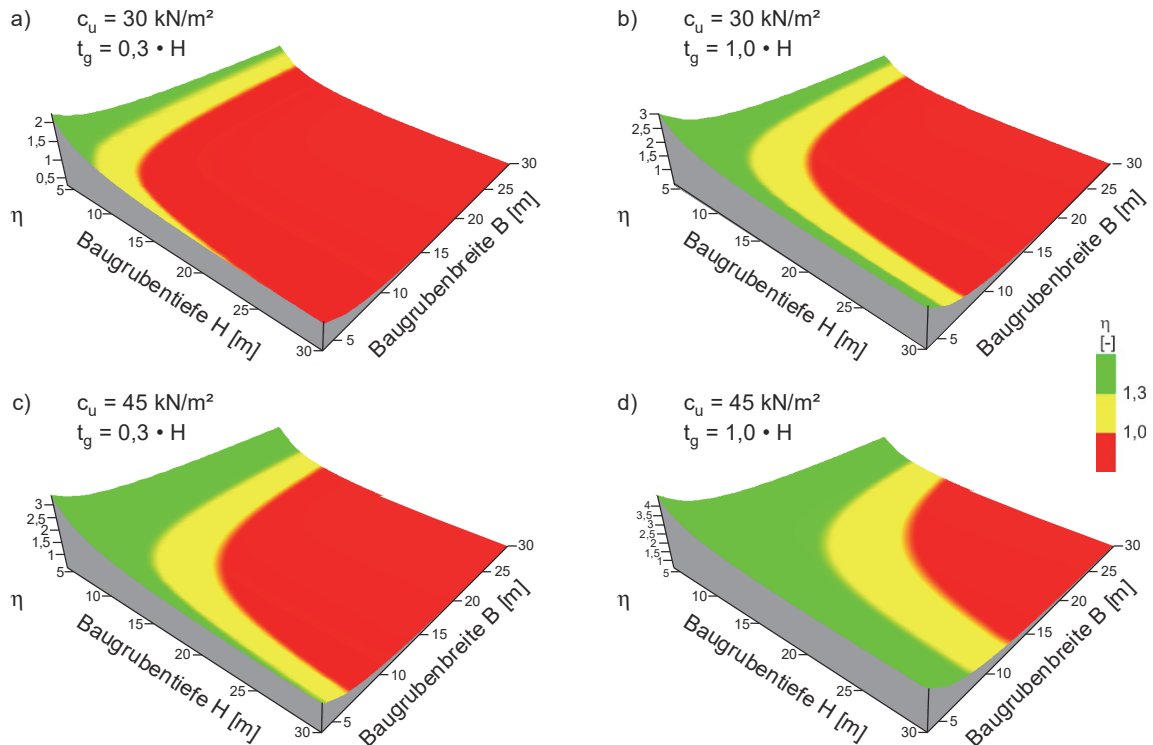
**Bild 2.26** Sicherheitszahl  $\eta$  in Abhängigkeit der Baugrubenbreite  $B$  und der Baugrubentiefe  $H$  nach dem Verfahren von Terzaghi (1943)



**Bild 2.27** Sicherheitszahl  $\eta$  in Abhängigkeit der Baugrubenbreite  $B$  und der Baugrubentiefe  $H$  nach dem Verfahren von Bjerrum und Eide (1956)



**Bild 2.28** Sicherheitszahl  $\eta$  in Abhängigkeit der Baugrubenbreite  $B$  und der Baugrubentiefe  $H$  nach dem Verfahren von Weißbach (1977)

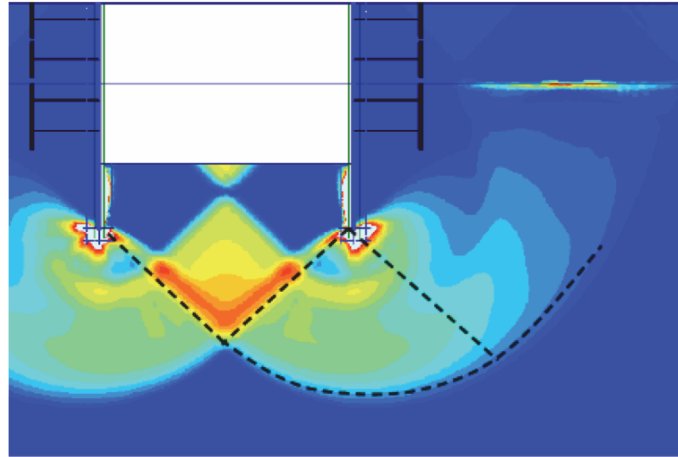


**Bild 2.29** Sicherheitszahl  $\eta$  in Abhängigkeit der Baugrubenbreite  $B$  und der Baugrubentiefe  $H$  nach dem Verfahren von Kempfert und Stadel (1997)



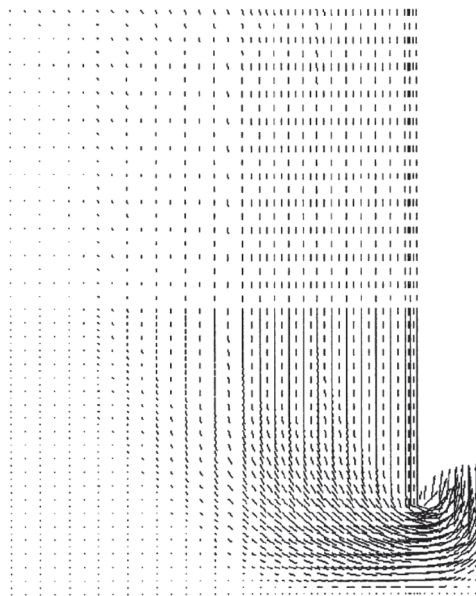
Die Diagramme zeigen, dass die Sicherheitszahl  $\eta$  in den Ansätzen nach Terzaghi (1943), Weißenbach (1977) als auch Kempfert und Stadel (1997) im Vergleich zum Verfahren nach Bjerrum und Eide (1956) eine deutlich größere Abhängigkeit von der Baugrubenbreite  $B$  besitzt. Die generell größeren Sicherheitszahlen  $\eta$  nach dem Ansatz von Terzaghi (1943) gegenüber denen nach Weißenbach (1977) resultieren zum einen aus dem etwas kleineren Tragfähigkeitsbeiwert  $N_c = 5,14$  bei Weißenbach (1977) gegenüber  $N_c = 5,7$  bei Terzaghi (1943), zum anderen aus der Annahme einer kreisförmigen Grundbruchscherfuge nach Terzaghi (1943) gegenüber einem dreiecksförmigen Erdkeil nach Weißenbach (1977). Dies hat Einfluss auf die Breite des neben der Baugrube abrutschenden Körpers und reduziert im Falle des Ansatzes nach Terzaghi (1943) die anzusetzende Last. Der starke Anstieg der Sicherheitszahlen bei geringer werdender Baugrubenbreite bei Terzaghis (1943) Ansatz ist dem Umstand geschuldet, dass die der Bewegung entgegenwirkende Kohäsionskraft am abrutschenden Bodenprisma von der Breite des Prismas unabhängig ist und somit bei geringerer Breite deutlich an Einfluss gewinnt. In Weißenbachs (1977) Ansatz ist aufgrund dessen eine Mindestbreite des abrutschenden Bodenkörpers enthalten. Somit ist der Anstieg der Sicherheitszahlen aufgrund der geringeren Breite des abrutschenden Bodenkörpers bei reduzierter Baugrubenbreite ab dem Verhältnis  $H/B = 5$  verhindert.

In der Literatur finden sich vor allem Vergleiche zwischen den analytischen Verfahren nach Terzaghi (1943) und Bjerrum und Eide (1956). So vergleicht Chang (2000) beide Verfahren mit dem Ergebnis, dass die Methode nach Terzaghi (1943) um bis zu 20 % höhere Sicherheitszahlen liefert und dabei auch Sicherheitszahlen  $\eta > 1,2$  bei Nachrechnungen von Schadensfällen. Auch Ukrichton und Whittle (2003) finden bei einem Vergleich beider Verfahren einen Unterschied der Sicherheitszahlen von bis zu 35 %, wobei die nach dem Verfahren von Terzaghi (1943) stets höher sind als die nach Bjerrum und Eide (1956). Karlsrud und Andresen (2008) vergleichen die Ergebnisse nach Terzaghi (1943) und Bjerrum und Eide (1956) (jeweils leicht modifizierte Formeln mit Berücksichtigung einer Kohäsionskraft innerhalb der Baugrube) mit numerischen Berechnungen. Dabei liegen die Sicherheitszahlen nach Bjerrum und Eide (1956) bis zu 6 % unter denen der numerischen Berechnungen und die Terzaghis (1943) bis zu 10 % über den numerisch bestimmten. Variiert man die Breite des Versagenskörpers bei der Terzaghi-Methode (1943), so kann die Überschätzung auf max. 5 % reduziert werden. Bild 2.30 zeigt einen von Karlsrud und Andresen (2008) identifizierten Bruchkörper visualisiert anhand der inkrementellen Dehnungen beim Versagen. Der identifizierte Versagenskörper zeigt sehr gute Übereinstimmung mit der Prandtl Figur. Eine Scherbandentwicklung zur Geländeoberfläche ist nicht zu identifizieren, was die Annahme von Bjerrum und Eide (1956) stützt.



**Bild 2.30** Identifizierter Bruchkörper durch Darstellung der inkrementellen Dehnungen beim Versagen (Karlsrud und Andresen 2008)

Faheem et al. (2003) führen numerische Studien durch und kommen zu dem Schluss, dass auch bei im Vergleich zu ihrer Breite tiefe Baugruben ein globales statt lokales Versagen aufweisen, und stützen somit die Annahmen von Terzaghi (1943). Bild 2.31 zeigt den von Faheem et al. (2003) durch Darstellung der Knotenverschiebungen identifizierten Versagensmechanismus für eine Baugrube mit Tiefen- zu Breitenverhältnis  $H/B = 4$ .



**Bild 2.31** Vektoren der Knotenverschiebung einer Baugrube mit  $H/B = 4$  (Faheem et al. 2003)

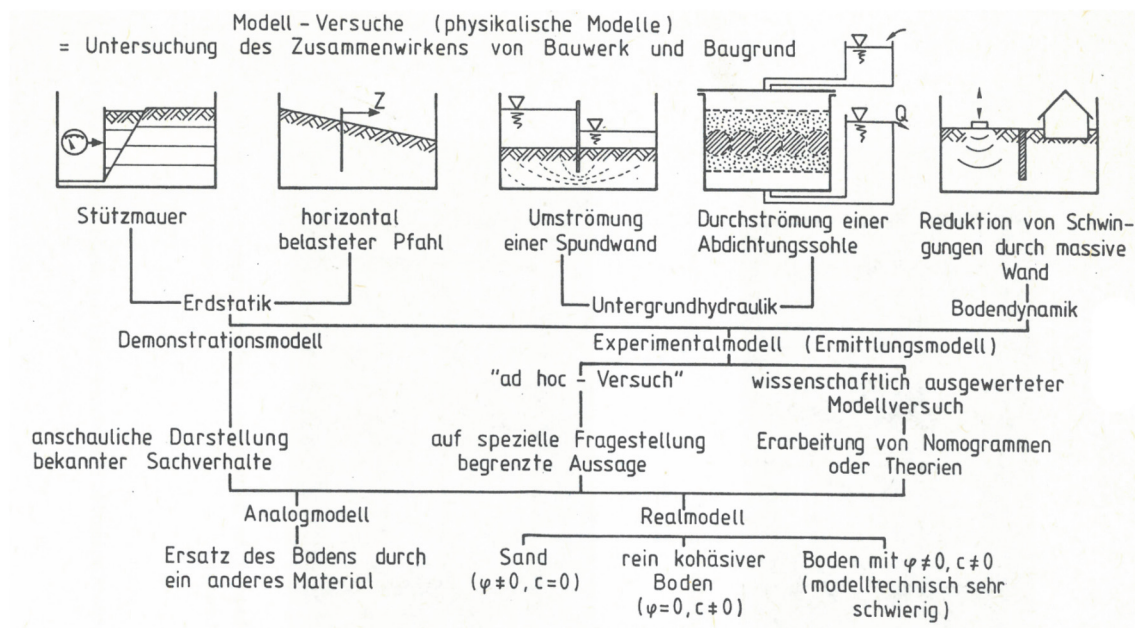
Eine eindeutige Klärung der Kinematik, die zum Aufbruch der Baugrubensohle führt, ist in der Literatur nicht zu finden.

### 3 Modellversuche

#### 3.1 Einführung

Bodenmechanische Modellversuche benötigen je nach ihrem Ziel unterschiedliche Aufbauten und Ausführungen. In Bild 3.1 ist eine Übersicht verschiedener bodenmechanischer Modellversuche und deren Zielsetzung nach Walz (1982) gegeben. Bild 3.2 zeigt einen die Zusammenhänge von Versuchsaufbau und Versuchsziele erklärenden Überblick nach Heineke (2001). Gemein ist danach allen bodenmechanischen Modellversuchen das Zusammenwirken von Baugrund und Bauwerk in einem physikalischen Modell zu untersuchen. Innerhalb eines Modellversuchs wird das betrachtete Bauwerk, im Rahmen dieser Arbeit eine Baugrube, geometrisch verkleinert abgebildet. Walz (2006a) formuliert folgende bei bodenmechanischen 1-g Modellversuchen einzuhaltende Bedingungen, um die gemessenen Ergebnisse, wie beispielsweise Verformungen des Tragwerks oder Verschiebungen im Boden, vom Modell auf den Realmaßstab (Prototyp) mittels Modellgesetzen übertragen zu können:

- Das Bauwerk und der umgebende Baugrund müssen in einem gewählten Maßstab abgebildet werden,
- die mechanische Äquivalenz zwischen Modell und Prototyp muss gewährleistet sein und
- sowohl die Entstehungsgeschichte des Baugrundes als auch die Herstellungs- und Belastungsgeschichte des Bauwerkes müssen nachvollzogen werden.



**Bild 3.1** Bodenmechanische Modellversuche - Übersicht (Walz 1982)

### 3.2 Mechanische Äquivalenz, maßstabsgetreue Abbildung und Genese des Bodens

Als mechanisch äquivalent gilt das Modell, wenn die normierten und somit dimensionslosen, systemrelevanten Parameter des Modells denen des Prototyps entsprechen. Bei bodenmechanischen Modellversuchen sind i. d. R. die folgenden physikalischen Grundgrößen von Bedeutung:

- Masse [M]
- Länge [L]
- Zeit [T]

Alle anderen im Rahmen dieser Arbeit benötigten physikalischen Größen lassen sich aus diesen Grundgrößen ableiten. So wird beispielsweise gemäß dem 2. Newtonschen Gesetz eine Kraft wie folgt abgeleitet:

$$K = M^1 \cdot L^1 \cdot T^{-2} \quad (3.1)$$



**Bild 3.2** Bodenmechanische Modellversuche - Überblick (Heineke 2001)

Die geometrische Verkleinerung des Bauwerks ist in aller Regel ohne große Einschränkungen möglich. Es ist allerdings i. d. R. nicht möglich oder zweckmäßig, den

auf das Bauwerk angewendeten Maßstabsfaktor auch auf den Boden anzuwenden. Bei bodenmechanischen Modellversuchen kommt daher oftmals ein sogenanntes Realmodell zur Anwendung (siehe Bild 3.2). Somit entsprechen die Korngröße und die Wichte im Modellversuch derer des Prototyps. Bei Untersuchungen zum Standsicherheitsversagen kommt es damit aufgrund der Abhängigkeit der Aufweitung der Scherzonen vom mittleren Korndurchmesser  $d_{50}$  zu Abweichungen zwischen Prototyp und Modell. Durch die Dilatanz des Bodens in den Scherzonen entsteht durch den umgebenden Baugrund ein sog. Aufweitungsdruck, der Verspannungseffekte im Boden bewirkt (Walz 2006a). Da sich der Betrag des Aufweitungsmaßes bei Prototyp und Modell entsprechen, die übrigen geometrischen Größen jedoch unterscheiden, fallen die Verspannungseffekte beim Modell wesentlich stärker aus.

Zur Umrechnung der in bodenmechanischen Modellversuchen relevanten Größen (Index „P“ für Prototyp, Index „M“ für Modell) sind folgende Maßstabsfaktoren von Relevanz (siehe z. B. Heineke 2001 oder Gutberlet 2008):

- Längenmaßstab  $\lambda = \frac{L_P}{L_M},$
- Kräftemaßstab  $\kappa = \frac{K_P}{K_M},$
- Zeitmaßstab  $\tau = \frac{T_P}{T_M}.$

(3.2)

Somit müssen als Bezugsgrößen für eine dimensionslose Darstellung der systemrelevanten Parameter eine Weggröße  $L$  und eine die Masse ersetzende Kraftgröße  $K$  gewählt werden. Eine mechanische Äquivalenz zwischen Prototyp und Modell bezüglich der Kraft besteht, wenn gilt:

$$\frac{K_P}{(\gamma \cdot L_P^3)} = \frac{K_M}{(\gamma \cdot L_M^3)}$$
(3.3)

Die im Modell anzusetzende Kraft berechnet sich somit aus der auf den Prototyp wirkenden Kraft zu:

$$K_M = K_P \cdot \left( \frac{L_M}{L_P} \right)^3$$
(3.4)

Mit dem Längenmaßstab nach Gl. 3.2 ergibt sich das Modellgesetz für eine Kraftgröße zu:

$$K_M = \frac{K_P}{\lambda^3} \quad (3.5)$$

Analog lassen sich weitere Modellgesetze herleiten; einige sind in Tab. 3-1 nach Walz (2006a) dargestellt.

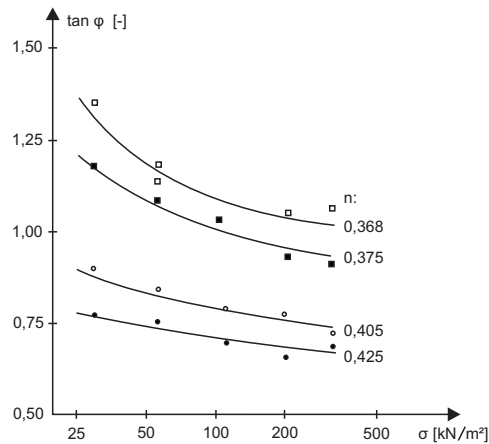
**Tab. 3-1** Modellgesetze nach Walz (2006a)

Größe	Bezeichnung	Dimension	Modellgesetz
Länge	L	m	$L_M = L_P / \lambda$
Kraft	K	kN	$K_M = K_P / \lambda^3$
Linienkraft	P	kN/m	$P_M = P_P / \lambda^2$
Spannung	$\sigma$	kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_M = \sigma_P / \lambda$
Wichte	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_M = \gamma_P$
Moment	M	kNm	$M_M = M_P / \lambda^4$

Der Reibungswinkel  $\varphi$  ist eine dimensionslose Größe. Durch bei Realmodellen identischen Boden des Prototyps und des Modells entspricht sich dieser scheinbar. Der Reibungswinkel weist jedoch eine ausgeprägte Abhängigkeit vom Spannungsniveau und der Lagerungsdichte auf (vgl. u. a. Schultze 1968, Pulsfort 1986 und Hettler 1997). Hettler (1997) entwickelte basierend auf Ergebnissen von Pulsfort (1986) dokumentierter Rahmenscherversuche folgende Gleichung zur Anpassung des Wertes des Reibungswinkels an das herrschende Spannungsniveau:

$$\tan \varphi = \tan \varphi_0 \cdot \left( \frac{\sigma_0}{\sigma} \right)^\varepsilon \quad (3.6)$$

Den Exponenten  $\varepsilon$  leitet Hettler (1997) empirisch in Abhängigkeit des Porenanteils  $n$  aus den Versuchsergebnissen von Pulsfort (1986) ab (vgl. Bild 3.3 und Tab. 3-2).



**Bild 3.3**  $\tan \phi$  als Funktion der Vertikalspannung  $\sigma$  nach Pulsfort (1986)

**Tab. 3-2** Exponent  $\varepsilon$  zur Bestimmung des Reibungswinkels  $\phi'$  als Funktion der Vertikalspannung  $\sigma$  in Abhängigkeit des Porenanteils  $n$  nach Hettler (1997)

Porenanteil $n$ [-]	$\varepsilon$ [-]
0,368	0,13
0,375	0,115
0,405	0,08
0,425	0,06

Wie aus Bild 3.3 ersichtlich, nimmt der Reibungswinkel mit fallendem Spannungsniveau zu. Das bedeutet, dass der Reibungswinkel bei gleichen Einbaubedingungen beim Modellversuch (1-g Modellversuche) höher als derjenige beim Prototyp ist. Das Spannungsniveau kann durch den Einsatz von Großzentrifugen durch die Zentrifugalbeschleunigung jedoch erhöht werden. Die Nutzung von Zentrifugen ist jedoch sehr aufwändig und nur an wenigen Forschungseinrichtungen möglich.

Die Genese des Baugrundes ist nach Walz (2006a) - zumindest bei rolligem Boden - beispielsweise mittels der Sandregenmethode oder des Sandrieselverfahrens (Heibaum 1987) simulierbar. Im Gegensatz dazu gibt Corté (1989) an, dass die Einregnungsmethode nicht alle Gegebenheiten der natürlichen Ablagerung, wie beispielsweise Alterungseffekte abbildet. Das ist in einem Modellversuchsstand auch schwer zu erreichen, jedoch die einzige Möglichkeit eine zuverlässige Reproduzierbarkeit zu gewährleisten. Der Herstellvorgang des Bauwerkes ist im Regelfall aufgrund der geringen Abmessungen des Modells nicht äquivalent zum Prototypen ausführbar. Der Belastungsvorgang hingegen muss, falls das Ziel des Modellversuches das Messen und Beobachten von Verformungen sein soll, der Belastungsgeschichte des Prototyps nachgebildet werden. Im Rahmen der Untersuchung von Standsicherheitsfragen, i.e. im Regelfalle Bruchzustände, kann auf ein Nachbilden der Belastungshistorie nach Walz (2006a) weitestgehend verzichtet werden.

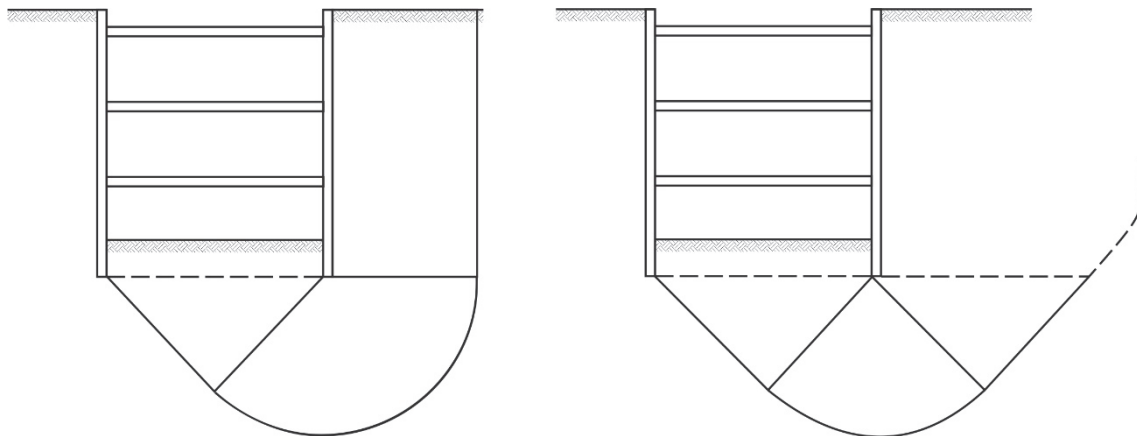


Basierend auf den vorgenannten Aspekten lässt sich festhalten, dass bodenmechanische Modellversuche der Untersuchung von in-situ-Vorgängen im physikalischen Modell dienen, wobei das reale Bauwerk (Prototyp) um einen Maßstabsfaktor  $\lambda$  verkleinert wird. Dabei ist zu beachten, dass quantitative (Mess-) Ergebnisse in aller Regel nicht - auch nicht unter Verwendung von Modellgesetzen - auf den Prototypen übertragen werden dürfen, da bei Modellversuchen im natürlichen Erdschwerefeld (1-g Modellversuche) Modellfehler auftreten, deren Auswirkungen quantitativ nicht einzuschätzen sind (Walz 2006a). Die Modellfehler beruhen zum einen auf der nicht maßstabsgetreuen Abbildung der Korngröße, welche in der Regel mit dem Maßstabsfaktor  $\lambda = 1$  gewählt wird, zum anderen ist hierfür das im Vergleich zur realen Projektsituation geringere Spannungsniveau im Modellversuch verantwortlich, welches einen großen Einfluss auf die Scherfestigkeit besitzt.

### 3.3 Eigene Modellversuche

#### 3.3.1 Ziel der Modellversuche

Die modellhafte Betrachtung des Versagensfalles Aufbruch der Baugrubensohle ist phänomenologisch geprägt von einem Bruchmechanismus, der nach Terzaghi (1943), geringfügig modifiziert auch von Weißenbach (1977) angenommen aus einem globalen Versagenskörper und nach Bjerrum und Eide (1956) aus einem lokalen Versagenskörper besteht (Bild 3.4).



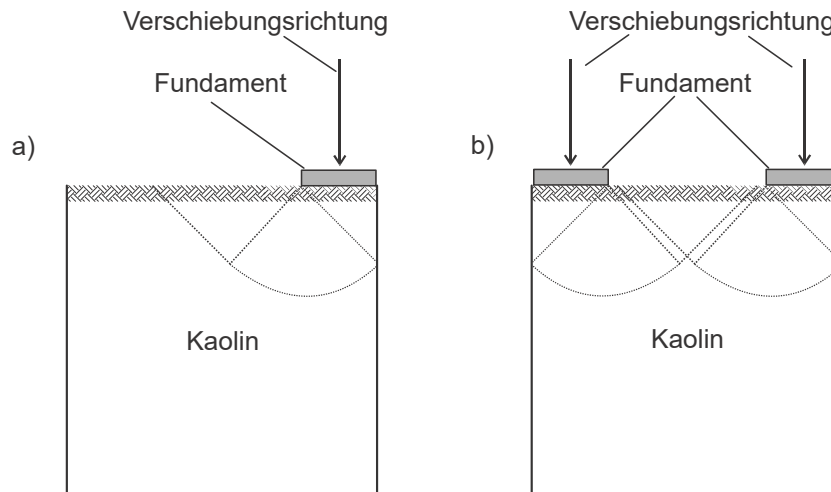
**Bild 3.4** Versagenskörper beim Aufbruch der Baugrubensohle, links nach Terzaghi (1943), rechts nach Bjerrum und Eide (1956)

Ziel der Modellversuche ist es, einen Beitrag zur Klärung des unter Kap. 1 aufgezeigten Forschungsbedarfs zu leisten. So sollen die Anwendungsgrenzen der Ermittlung des Grundbruchwiderstands nach DIN 4017 über eine Parameterstudie mit dem veränderlichen Parameter Wassergehalt  $w$  und somit der Konsistenz von bindigem Boden



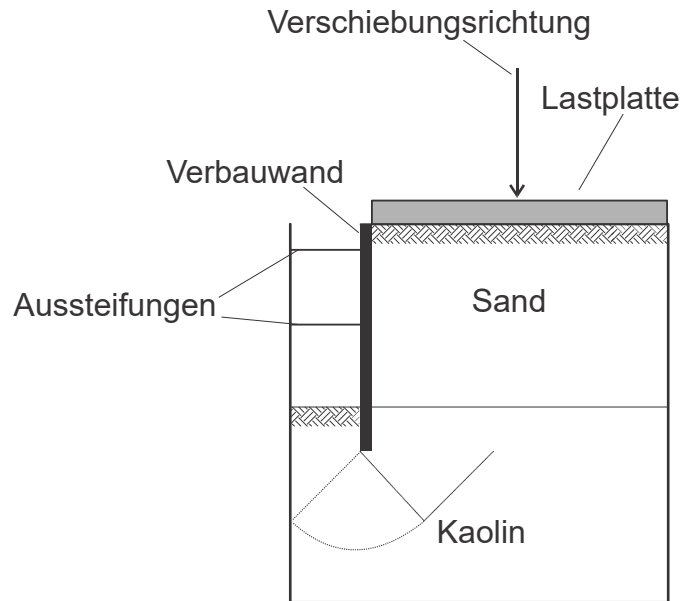
untersucht werden (Bild 3.5, a). Der Wassergehalt wird dabei so variiert, dass der gesamte plastische Bereich mit den Zustandsformen breiig, weich und steif abgedeckt wird.

Mit weiteren Versuchen wird die Interaktion zweier Bruchkörper untersucht. Dafür wurde in demselben Versuchskasten ein zweites Fundament so platziert, dass es nach der vorhandenen Theorie bei gleichzeitiger Belastung beider Fundamente zu einer Überschneidung der Bruchkörper kommt. In Bild 3.5 sind die theoretischen Bruchkörper für den undrained Zustand mit einem Reibungswinkel  $\varphi_u = 0$  gepunktet dargestellt.



**Bild 3.5** Schematische Darstellung des Aufbaus der Modellversuche zur Untersuchung der Anwendungsgrenzen nach DIN 4017 und Interaktion der Versagenskörper

Für die Identifikation der Versagskette/Kinematik beim Aufbruch der Baugrubensohle, also des grundlegenden Unterschieds der analytischen Ansätze nach Terzaghi (1943)/Weißbach (1977) und Bjerrum und Eide (1956) (Bild 3.4) wurde der Versuchskasten so konzipiert, dass eine Verbauwand mit Aussteifungen darin platziert wurde (Bild 3.6), so dass die kinematische Kette des Versagsfalls identifiziert werden kann.



**Bild 3.6** Schematische Darstellung des Aufbaus der Modellversuche zur Identifikation der kinematischen Kette beim Aufbruch der Baugrubensohle

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Modellversuche dienen nicht einem quantitativen Abgleich der Ergebnisse aus bestehenden analytischen Berechnungsverfahren sowie numerischer Simulationsrechnungen mit den in den Modellversuchen gemessenen Kräften und Verschiebungen. Vielmehr sollen und können die Modellversuche nur qualitative Erkenntnisse über die Phänomenologie der Bruchfigur liefern.

### 3.3.2 Auswahl und Eignung des Versuchsmaterials

Für die Modellversuche sollen im Sinne von Terzaghi und Jelinek (1954) die beiden Fälle nichtbindiger und idealbindiger Boden untersucht werden.

Beim Aufbruch der Baugrubensohle handelt es sich um ein Problem, das die Standsicherheit betrifft. Somit kommt dem Korndurchmesser eine große Bedeutung aufgrund der vom mittleren Korndurchmesser abhängigen Aufweitung der Scherzone zu.

Idealerweise ist ein Material zu verwenden, das sich analog zu Sand verhält, bei gleichzeitig reduziertem Korndurchmesser. Als Ersatzmaterial wurde ein Glasperlengranulat ausgewählt. Glasperlen bieten aufgrund der Verfügbarkeit in nahezu beliebiger Korngrößen die Möglichkeit, den realen nichtbindigen Boden eines Prototyps mit demselben Maßstabsfaktor, der für die Bauwerksgeometrie gewählt wurde, im Modell zu verwenden. Für den Einsatz von Glasperlen als Ersatzmaterial für idealen Sand spricht auch, dass Glasperlen aufgrund ihres Rundungsgrades und ihrer glatten Oberfläche einen

geringeren Reibungswinkel  $\varphi$  als Sand aufweisen. Somit wird auch der Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels in den Modellversuchen Rechnung getragen.

Modelltheoretisch handelt es sich bei den Versuchen mit Glasperlengranulat um ein sog. Analogmodell (vgl. Bild 3.1 und Bild 3.2). Nach Bild 3.2 muss sich dieses Material analog dem zu ersetzenden Material, i.e. nichtbindiger, natürlicher Boden verhalten. Die Versuche mit Glasperlengranulat wurden nach den Vorversuchen aufgrund von Problemen bei der Reproduzierbarkeit weggesteuerter Versuche nicht weiter geführt. Lediglich bei den Versuchsreihen zu symmetrischen Baugruben wurden mit diesem Material Vergleichsversuche durchgeführt.

Für Modellversuche mit bindigen Böden sind weitaus weniger Beispiele in der Literatur zu finden, als für nichtbindige Böden. Ein häufig gewähltes Material für Modellversuche mit bindigen Böden ist Kaolin (z.B. Bauer 2016, Kleine Vennekate 2013, Becker 2009, Tchalenko 1970). Alternativ verwendeten Scherzinger (1991) und Jovanović (2002) See- und Beckentone aus dem Konstanzer Raum. Weitere Verwendung von natürlichen Tonen bei Modellversuchen sind beispielweise von Finn (1952) oder Demir et al. (2008) dokumentiert.

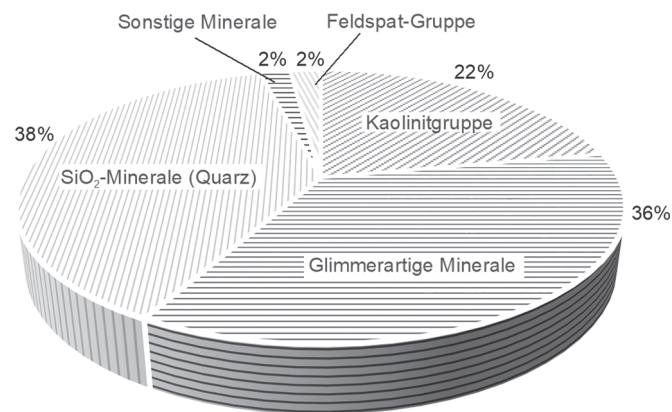
Für die Untersuchungen an bindigem Boden wurde ein Rohkaolin gewählt, da dieses im Vergleich zu natürlichen Tonen leichter zu handhaben ist und eine Ähnlichkeit zu normalkonsolidierten weichen See- und Beckentonen aufweist (Soumaya 2005, Becker 2009, Bauer 2016). Als aufbereiteter Boden weist das verwendete Kaolin keine ausgeprägte Struktur auf, was weitestgehend auch für die See- und Beckentone gilt (Soumaya 2005). Für den Fall der Anfangsfestigkeit, welcher beim Aufbruch der Baugrubensohle als der maßgebliche angesehen wird (DGGT 2012), ist die undrained Kohäsion  $c_u$  ausschlaggebend. Diese ist proportional zur effektiven Vertikalspannung  $\sigma'_z$  (z. B. Brinch Hansen und Lundgren 1960 oder Scherzinger 1991):

$$c_u = \lambda \cdot \sigma'_z \quad (3.7)$$

### 3.3.3 Charakteristika Kaolin

Bei dem verwendeten Kaolin handelt es sich um ein aufbereitetes Rohkaolin aus der Lagerstätte Lohrheim in Rheinland-Pfalz.

Bild 3.7 zeigt die mineralogische Zusammensetzung des in den Versuchen verwendeten Kaolins, Tab. 3.5 die chemische Analyse. Die Informationen sind dem Produktdatenblatt der Firma Faber Lohrheim GmbH mit Stand Oktober 2003 entnommen.



**Bild 3.7** Mineralogische Zusammensetzung des in den Versuchen verwendeten Kaolins

**Tab. 3-3** Chemische Analyse des in den Versuchen verwendeten Kaolins

Bezeichnung	Formel	Anteil
Siliciumdioxid	SiO <sub>2</sub>	73,6 %
Aluminiumoxid	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	18,8 %
Eisen(III)-oxid	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1,17 %
Kaliumoxid	K <sub>2</sub> O	4,21 %
Titan(IV)-oxid	TiO <sub>2</sub>	0,88 %
Calciumoxid	CaO	0,10 %
Magnesiumoxid	MgO	0,87 %
Natriumoxid	Na <sub>2</sub> O	0,13 %
Glühverlust	-	4,1 %

Kaolin ist ein natürlich vorkommender Ton, dessen Eigenschaften maßgeblich durch das Tonmineral Kaolinit bestimmt werden. Strukturell kann Kaolinit als 1:1 Schichtsilikat oder Zweischichtsilikat, bestehend aus einer Siliciumtetraeder- und einer Aluminiumoktaederschicht beschrieben werden (siehe z. B. Okrusch und Matthes 2014 oder Bombrowski 2016). Bild 3.8 zeigt die Kristallstruktur des Kaolinit. Die Tetraeder- und die Oktaederschicht sind dabei über die freien Sauerstoffatome miteinander verknüpft. Wie in Bild 3.8 dargestellt weist die Oktaederseite des gebildeten Schichtsilikats nach außen eine hohe Anzahl von Hydroxylgruppen (OH-Gruppen) auf. Diese OH-Gruppen bilden unter anderen Bindungskräften starke Wasserstoffbrücken zur Tetraederseite eines benachbarten Schichtpakets auf. Durch diese starke Wechselwirkung besitzt Kaolin keine innerkristalline Quellfähigkeit, was sich auch in der niedrigen Aktivitätszahl  $I_A$  (nach Skempton 1953) widerspiegelt:

$$I_A = \frac{I_p}{\frac{m_T}{m_d}} = \frac{0,1269}{\frac{13,03g}{35,54g}} = 0,35 \quad (3.7)$$

mit:

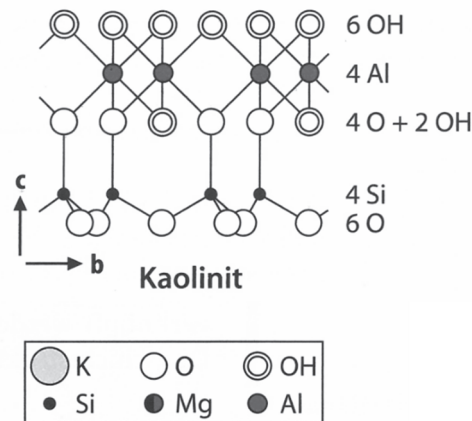
$I_A$  = Aktivitätszahl [-]

$I_p$  = Plastizitätszahl [-]

$m_T$  = Trockenmasse der Körner  $\leq 0,002$  mm

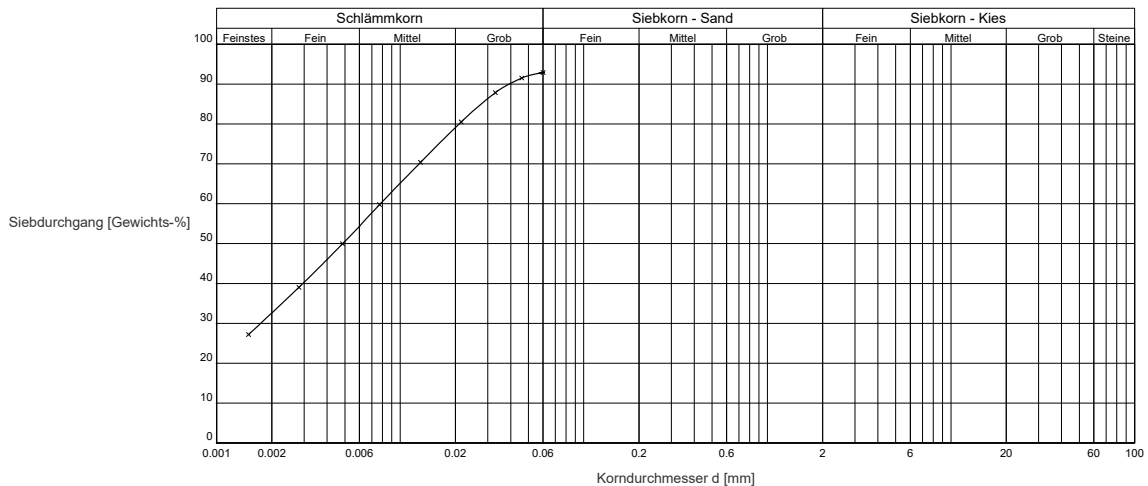
$m_d$  = Trockenmasse der Körner  $\leq 0,4$  mm

Die Aktivitätszahl ist ein Maß für die Fähigkeit eines bindigen Bodens auf Wassergehaltsänderungen mit Volumenänderungen zu reagieren. Eine Aktivitätszahl  $I_A < 0,75$  weist dabei auf einen inaktiven Ton und somit auf einen Boden, der auf Wassergehaltsänderungen nicht mit einer Volumenänderung reagiert, hin.

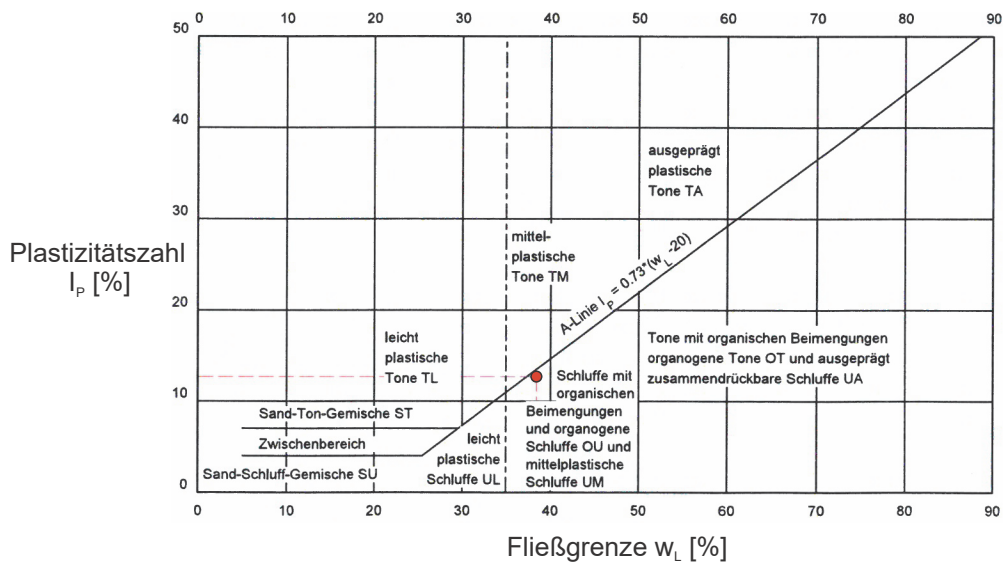


**Bild 3.8** Kristallstruktur Kaolinit (Okrusch und Matthes 2014)

Bild 3.9 zeigt die Korngrößenverteilung des Schlämmkornbereichs des Kaolins, Bild 3.10 das Plastizitätsdiagramm nach Casagrande mit der Lage des verwendeten Kaolins knapp unterhalb der A-Linie. Die Bodenbezeichnung und die im Labor ermittelten Bodenkennwerte sind in Tab. 3-4 zusammengefasst.



**Bild 3.9** Korngrößenverteilung (Schlammkornbereich) des Kaolins

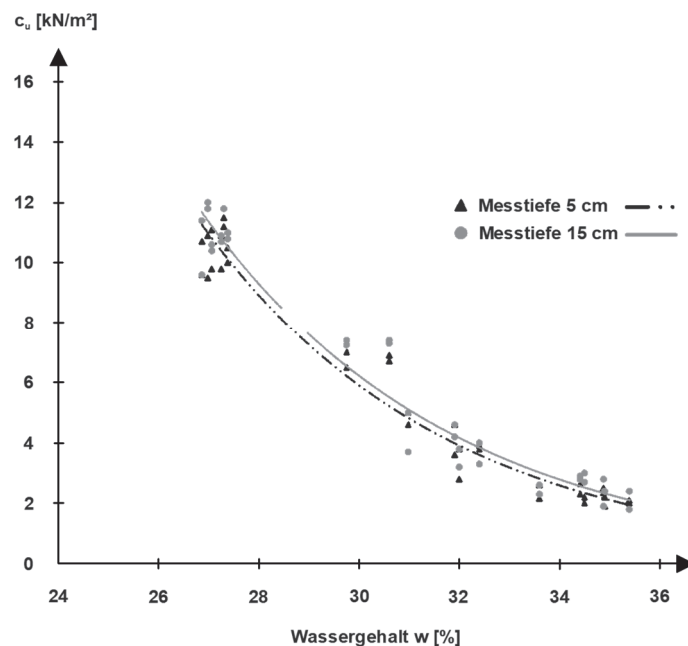


**Bild 3.10** Einordnung in das Plastizitätsdiagramm nach Casagrande

**Tab. 3-4** Bodenkennwerte, Benennung und Klassifizierung des verwendeten Kaolins

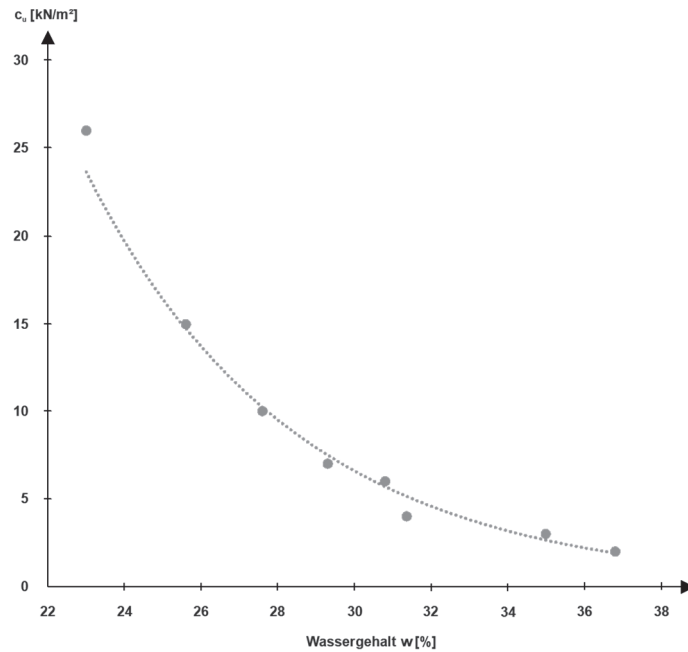
Bodenbezeichnung	
Bodenklassifizierung gemäß DIN EN ISO 14688-1	Schluff, stark tonig (cl*Si)
Bodengruppe nach DIN 18196	Mittelplastischer Schluff (UM)
Bodenkennwerte	
Korndichte $\rho_s$	2,646 g/cm <sup>3</sup>
Fließgrenze $w_l$	38,5 %
Ausrollgrenze $w_p$	25,8 %
Plastizitätszahl $I_p$	12,7 %
Aktivitätszahl $I_A$	0,35

Zur Untersuchung der Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom Wassergehalt bzw. von der Konsistenz des Versuchsmaterials wurden Flügelsondierungen im Modellkasten und Rahmenscherversuche mit geringer Auflast durchgeführt. Die Rahmenscherversuche wurden mit einer vergleichsweise hohen Abschergeschwindigkeit von  $v = 1,219 \text{ mm/min}$  gefahren, um somit undrained Bedingungen zu simulieren. Dabei wurden sowohl der Einbau- als auch der Ausbauwassergehalt der Bodenproben bestimmt. Das Delta der Wassergehalte bei Ein- bzw. Ausbau lag dabei durchgängig im Bereich  $\Delta w \leq 1 \%$ . Der Wassergehalt der Proben wurde direkt durch Anmischen des gewünschten Verhältnisses hergestellt und dann in die Scherrahmen eingebaut und sofort abgeschert.



**Bild 3.11** Undrained Kohäsion  $c_u$  des Kaolins aus Flügelsondierungen im Modellversuchskasten, aufgetragen über dem Wassergehalt  $w$

Bild 3.11 zeigt die Versuchsergebnisse der Flügelsondierungen im Versuchskasten. Die Flügelsondierungen wurden dabei in zwei gewählten, festen Tiefen unterhalb der Oberfläche ausgeführt, um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten. Generell lässt sich festhalten, dass die Versuchsergebnisse der Flügelsondierungen zwar einer gewissen Streuung unterliegen, der zu erwartende Trend einer zunehmenden undrained Kohäsion  $c_u$  bei abnehmenden Wassergehalt  $w$  aber deutlich erkennbar ist. Auch die Ergebnisse der Rahmenscherversuche (Bild 3.12) verdeutlichen die starke Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom Wassergehalt in ähnlicher Größenordnung.



**Bild 3.12** Kohäsion  $c$  aufgetragen über dem Wassergehalt  $w$  aus Rahmenscher-  
versuchen mit hoher Abschergeschwindigkeit

### 3.3.4 Charakteristika Glasperlengranulat

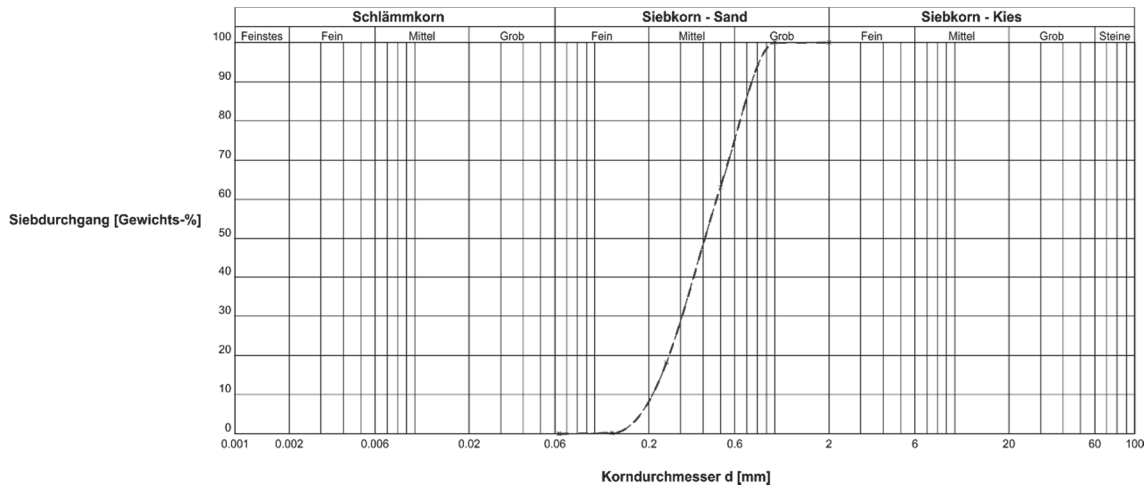
Der ursprüngliche Verwendungszweck des gewählten Glasperlengranulats ist der Einsatz als Strahlmittel beim Druckluftstrahlen zur Behandlung von Oberflächen.

Für die Nutzung des Versuchsmaterials in geotechnischen Modellversuchen wurde es im Folgenden nach DIN EN ISO 14688 und DIN 18196 angesprochen, benannt, beschrieben und klassifiziert. Die wesentlichen Kennwerte werden mit Elementversuchen im Labor ermittelt. Die aus verschiedenen Korndurchmessern bestehende Glasperlenprobe wurde im Hinblick auf einen Vergleich mit Darmstädter Sand in vergleichbarer Form gewählt.

**Tab. 3-5** Bodenbezeichnung und Bodenkennwerte des verwendeten  
Glasperlengranulats

Materialbezeichnung	
Klassifizierung in Anlehnung an DIN EN ISO 14688-1	Mittelsand, grobsandig, schwach feinsandig (fsa'csaMSa)
Bodengruppe nach DIN 18196	eng gestufte Sande (SE)
Materialkennwerte	
Korndichte $\rho_s$	2,422 g/cm³
Ungleichförmigkeitszahl $C_u$	3,1
Krümmungszahl $C_c$	0,8





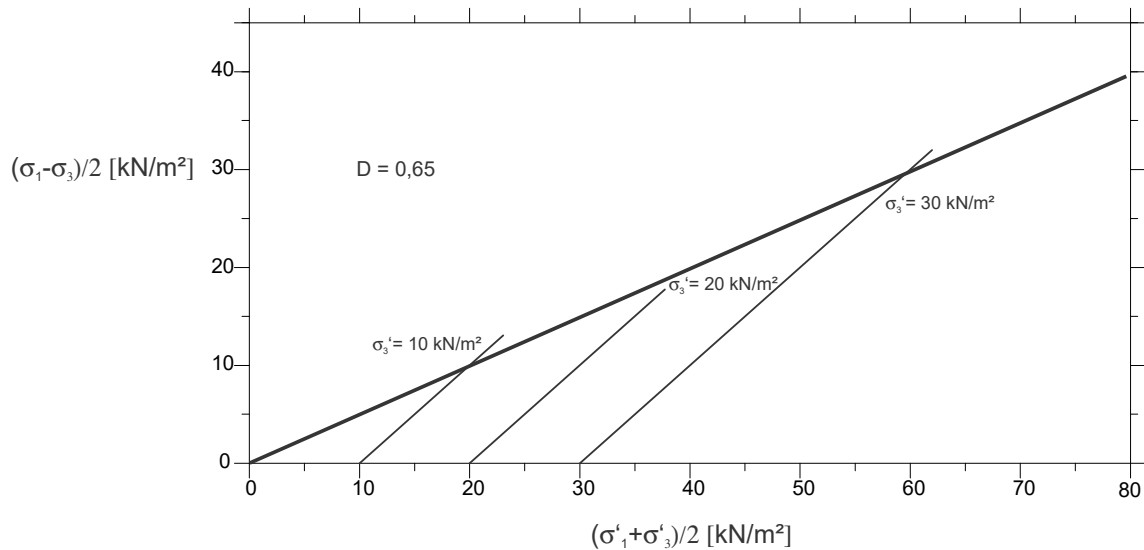
**Bild 3.13** Korngrößenverteilung des verwendeten Glasperlengranulats

Da die vorherrschende Lagerungsdichte das Materialverhalten von nichtbindigem Boden erheblich beeinflusst und sich eine Grundbruchfigur auch erst ab einer mindestens mitteldichten Lagerung (vgl. Bachmann 2009) ausbildet, ist eine über das Volumen des Versuchsbehälters homogene und reproduzierbare Einstellung der Lagerungsdichte notwendig. Die beiden vorgenannten Bedingungen wurden über die in Kap. 3.2 genannte und am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt für Darmstädter Sand schon häufig angewendete Sandregenmethode erfüllt (u.a. Heibbaum 1987, Turek 2006, Gutberlet 2008 und Bachmann 2009).

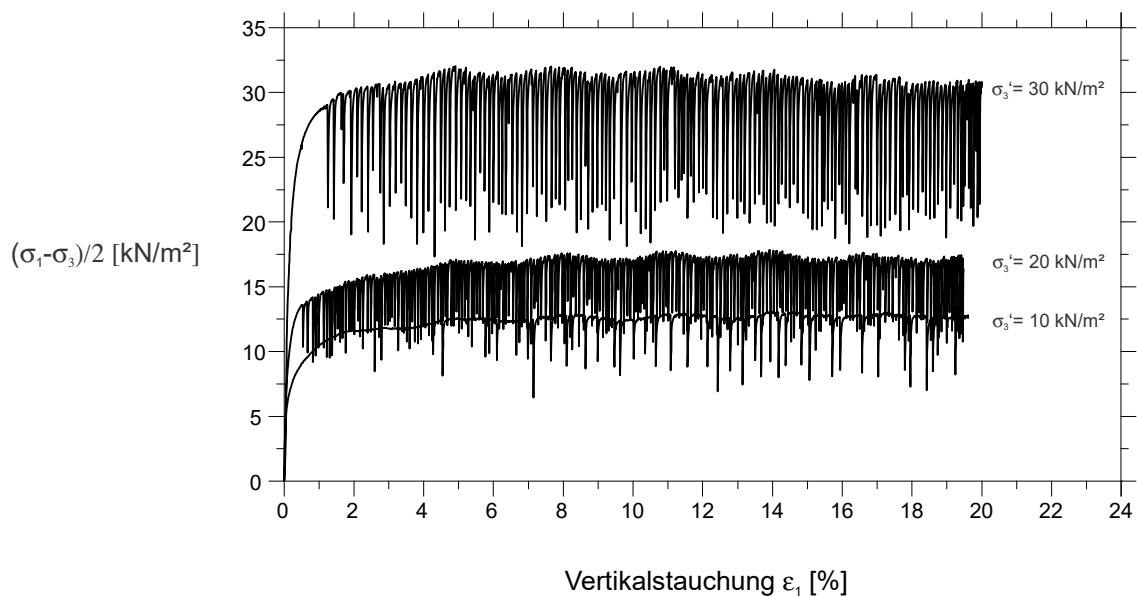
In Tab. 3-6 sind die lockerste und dichteste Lagerung nach DIN 18126 sowie die Scherparameter aus triaxialen Kompressionsversuchen des verwendeten Glasperlengranulats aufgeführt.

**Tab. 3-6** Lagerungsdichten nach DIN 18126 und Scherparameter des Glasperlengranulats

Lockerste und dichteste Lagerung			
lockerste Lagerung		[g/cm <sup>3</sup> ]	1,533
dichteste Lagerung		[g/cm <sup>3</sup> ]	1,699
Scherparameter für D = 0,65			
Reibungswinkel	$\varphi$	[°]	26
Kohäsion	c	[kN/m <sup>2</sup> ]	0



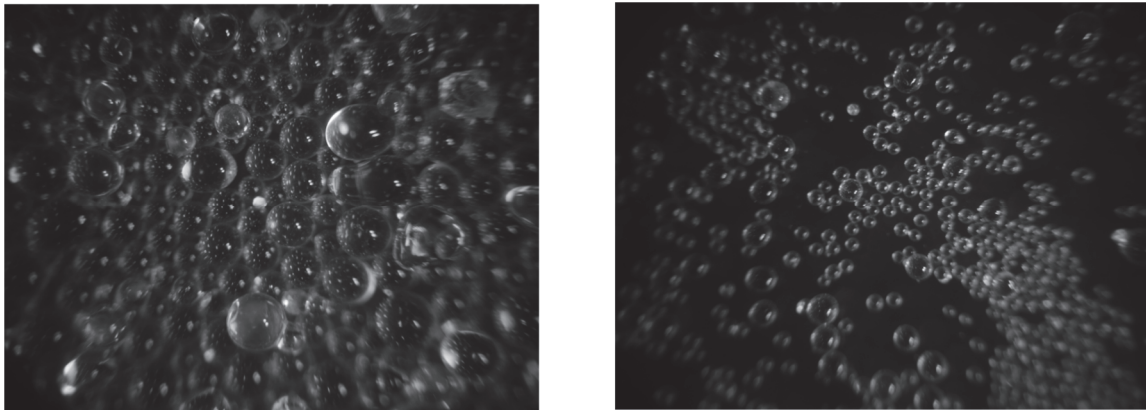
**Bild 3.14** Spannungspfade des Glasperlengranulats aus triaxialen Kompressionsversuchen



**Bild 3.15** Versuchskurven des Glasperlengranulats aus triaxialen Kompressionsversuchen

Die in Tab. 3- aufgeführten Scherparameter werden aus der in Bild 3.14 dargestellten Ausgleichsgeraden ermittelt. Aufgrund des geringen Spannungsniveaus im Versuchstand wurden die Scherparameter bei niedrigem Seitendruck ermittelt. Die dargestellten Spannungspfade werden aus den in Bild 3.15 gezeigten Versuchskurven ermittelt. Die Versuchskurven weisen, verglichen mit Versuchskurven aus triaxialen Kompressionsversuchen mit ähnlicher Korngrößenverteilung, wie etwa Darmstädter Sand, eine große Abweichung auf.

Die Versuchskurven weisen in allen Versuchskonfigurationen die in Bild 3.15 zu erkennenden „Spannungsabfälle“ auf. Nach einem Abfall der gemessenen Spannung erfolgt direkt wieder ein Anwachsen der Spannung auf das ursprüngliche Niveau vor dem plötzlichen Einbruch. Der Grund dieser „Spannungsabfälle“ konnte im Rahmen dieser Arbeit nicht abschließend geklärt werden. Das Materialverhalten von Glasperlengranulat wird weiterhin am Institut untersucht. Kornbruch als Grund für die „Spannungsabfälle“ lässt sich ausschließen. Um diese mögliche Ursache zu überprüfen, wurden Stichproben vor und nach der Belastung im Triaxialgerät visuell unter dem Mikroskop betrachtet (Bild 3.16) und dabei keine gebrochenen Glaskörner identifiziert. Darüber hinaus wurde unmittelbar vor und nach einer triaxialen Belastung mit derselben Materialprobe eine Kornverteilung erstellt. Diese gaben keinen Hinweis auf einen Kornbruch in messbarem Ausmaß.



**Bild 3.16** Mikroskopische Aufnahmen des Glasperlengranulats, links vor, rechts nach der Belastung

Trotz des beschriebenen, aufgetretenen Phänomens wurden zahlreiche Vorversuche in einem Versuchsstand mit Glasperlengranulat durchgeführt, um das Materialverhalten zu untersuchen.

### 3.3.5 Charakteristika Darmstädter Sand

Darmstädter Sand wurde in der Vergangenheit schon häufig beschrieben (z. B. Heibaum 1987, Turek 2006, Gutberlet 2008 und Bachmann 2009). Die im Folgenden aufgeführten Charakteristika des Darmstädter Modellsandes sind größtenteils Gutberlet (2008) und Bachmann (2009) entnommen.

**Tab. 3-7** Bodenbezeichnung und Bodenkennwerte des verwendeten Darmstädter Modellsandes

<b>Bodenbezeichnung</b>	
Bodenklassifizierung gemäß DIN EN ISO 14688-1	Mittelsand, stark grobsandig, feinsandig (csa*fsaMSa)
Bodengruppe nach DIN 18196	eng gestufte Sande (SE)
<b>Bodenkennwerte</b>	
Korndichte $\rho_s$	2,642 g/cm <sup>3</sup>
Ungleichförmigkeitszahl $C_u$	2,63
Krümmungszahl $C_c$	0,95

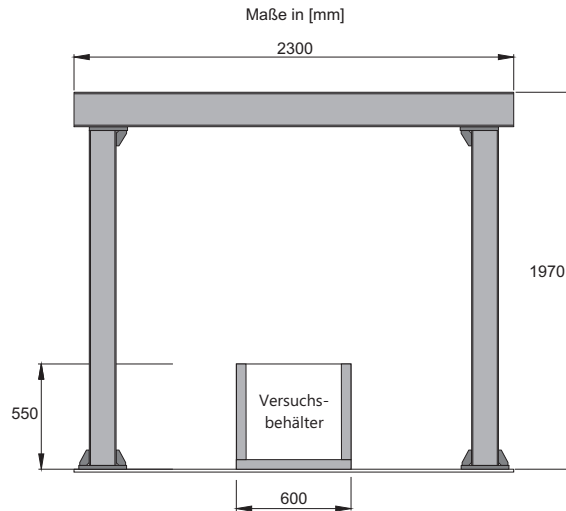
**Tab. 3-8** Lagerungsdichten nach DIN 18126 und Scherparameter des Darmstädter Modellsandes

<b>Lockerste und dichteste Lagerung</b>			
lockerste Lagerung		[g/cm <sup>3</sup> ]	1,470
dichteste Lagerung		[g/cm <sup>3</sup> ]	1,785
<b>Scherparameter für D = 0,95</b>			
Reibungswinkel	$\phi'$	[°]	44
Kohäsion	$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0

### 3.3.6 Beschreibung des Versuchsstandes für die Grundbruchversuche

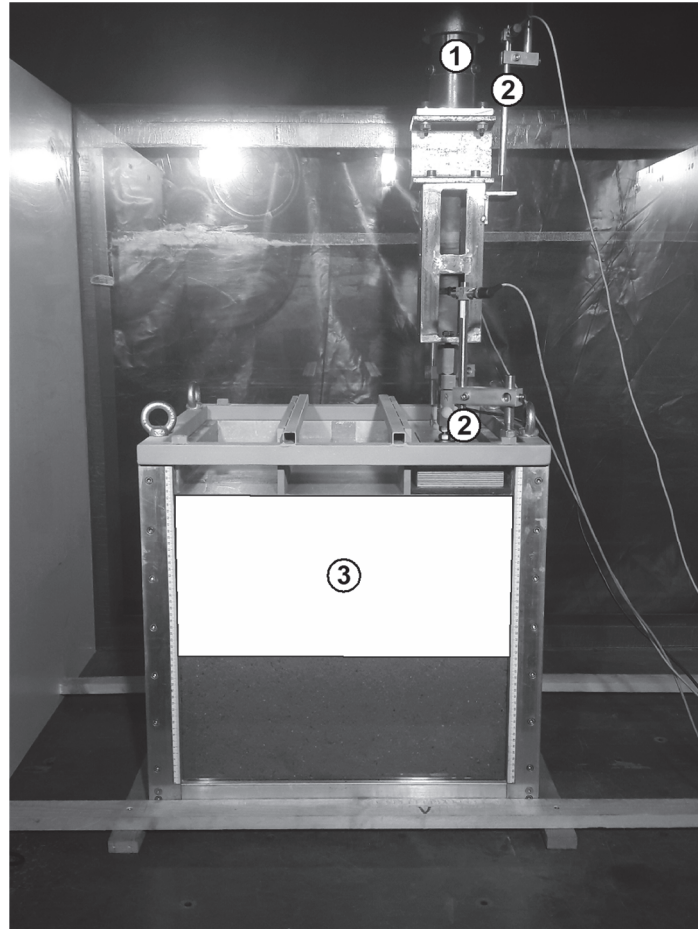
Der Modellversuchsstand besteht aus einem quadratischen nach oben offenem Versuchsbehälter und einer Rahmenkonstruktion aus 6 I-Profil-Trägern, die der Belastungseinrichtung als Widerlager dient (Bild 3.17). Der Versuchsbehälter besteht aus Aluminiumplatten mit einer Dicke von 1 cm und einer Glasscheibe, ebenfalls mit einer Dicke von 1 cm, und ist wasserdicht ausgeführt. Bild 3.18 zeigt den Versuchsstand in der Konfiguration für eine einseitige Belastung, im weiteren Verlauf mit der Bezeichnung „Konfiguration E“ bezeichnet. Analog dazu ist die Bezeichnung für eine zweiseitige Belastung im weiteren „Konfiguration B“.

Die Tiefe des Versuchsstandes wurde von anfänglich 0,5 m nach zahlreichen Vorversuchen auf eine Tiefe von 0,25 m reduziert, um die Bodenbewegung über die Modelltiefe homogener zu gestalten (vgl. Kap. 3.3.9). Die Höhe des Versuchsstandes beträgt 0,5 m (innen). Zur groben Vordimensionierung wurde die Grundbruchfigur nach Prandtl (1920) bei zentrischer Belastung herangezogen. Die Geometrie eines Bruchkörpers ist dabei abhängig vom Reibungswinkel  $\phi$  und der Fundamentbreite  $b$ . Als Reibungswinkel wurde der Winkel der undrained Scherfestigkeit  $\phi_u = 0$  gewählt.



**Bild 3.17** Modellversuchsstand zum Aufbruch der Baugrubensohle mit Kaolin, Ansicht

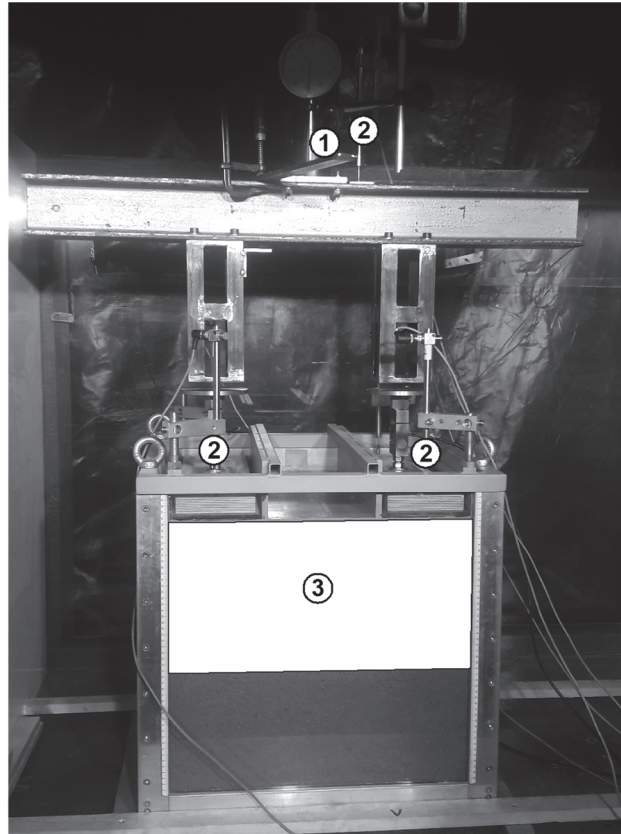
Aufgrund der geringen Höhe des berechneten Versagenskörpers wurde der Versuchsbehälter nur auf einer Höhe von 25 cm mit Kaolin befüllt, um die Einbauzeit für das Kaolin zu reduzieren. Der untere Teil wurde mit Sand gefüllt und mit einer Acrylglasplatte gegenüber dem Kaolin abgetrennt. Somit konnte das Kaolin nach einem Versuch besser aus dem Versuchskasten entnommen werden, um Betrachtungen am deformierten Probenkörper vorzunehmen, falls keine Nachuntersuchungen mit der Flügelsonde geplant waren. Die Acrylglasplatte mit unterlagerndem Sand stellt übertragen auf einen Prototypen eine steife Schicht dar. Für die Versuche zur Untersuchung der Anwendungsgrenzen nach DIN 4017 und Interaktion der Versagenskörper wurde nach den Vorversuchen auf Verbauwände innerhalb des Versuchsstandes verzichtet, da diese für die Ermittlung der genannten Ziele nicht notwendig sind.



- ① Hydraulikzylinder    ③ Auswertungsebene  
② Wegaufnehmer

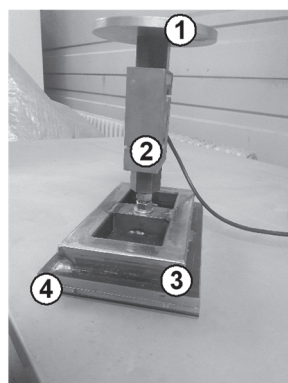
**Bild 3.18** Modellversuchsstand zum Grundbruch („Konfiguration E“ in einem Vorversuch)

Die vertikale Bewegung des Hydraulikzylinders wird mittels Plexiglasfundamenten mit aufgeschraubten und mit Vierkantrohren verstärkten Stahlplatten (Bild 3.20) der Abmessungen (Breite x Länge) 15 cm x 25 cm auf den Versuchsboden übertragen. Die in Bild 3.20 erkennbare Dichtlippe im Plexiglasfundament wurde in den späteren Versuchen eingefügt, um eine Schlierenbildung des Kaolins in der Auswertungsebene zu vermeiden. Dies ist notwendig um eine Auswertung mit der Particle-Image-Velocimetry-Methode (PIV-Methode) durchführen zu können (siehe Kap. 3.3.7). Um die Aufzeichnung des Versuchsablaufs in der Auswertungsebene (vgl. Bild 3.18) vergleichbar mittels PIV-System vornehmen zu können wurde der gesamte Versuchsstand mittels einer schwarzen Folie umhüllt, um externe Lichteinflüsse auf die Messungen zu minimieren.



- ① Hydraulikzylinder    ③ Auswertungsebene  
② Wegaufnehmer

**Bild 3.19**      Modellversuchsstand zum Grundbruch („Konfiguration B“ in einem Vorversuch)



- ① Verbindung Kraftmessdose - Traverse    ③ Fundament  
② Kraftmessdose    ④ Dichtlippe (O-Ring)

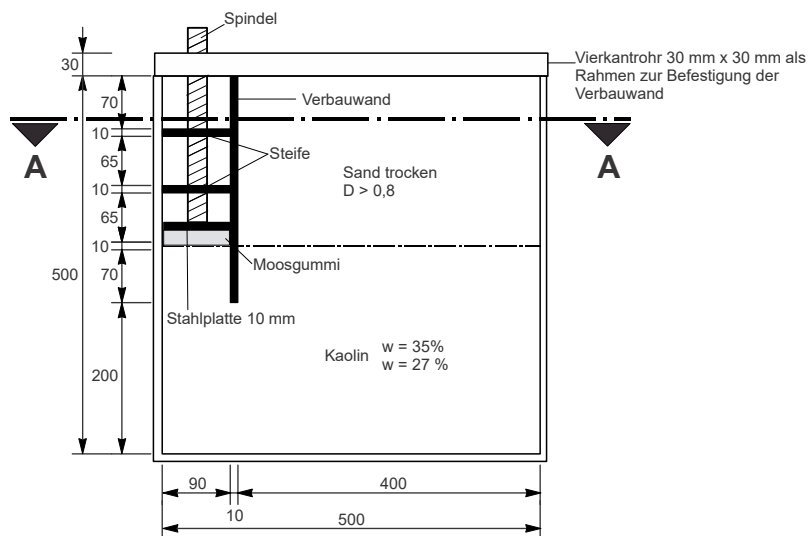
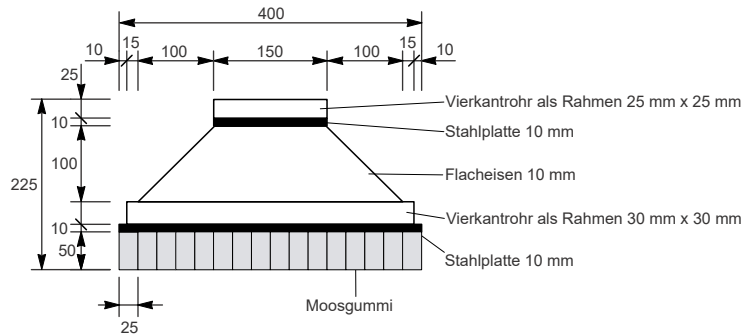
**Bild 3.20**      Modellversuchsstand zum Grundbruch Detailansicht Fundament

### **3.3.7 Beschreibung des Versuchsstandes für eine symmetrische Baugrube**

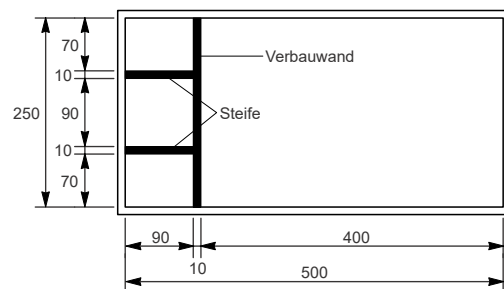
Die Versuche für eine symmetrische Baugrube wurden in demselben Versuchsstand durchgeführt. Für die Versuche wurde der Versuchskasten mit den in Bild 3.21 dargestellten Komponenten bestückt.

Für die Versuche zur Identifikation der gesamten Phänomenologie des Aufbruchs der Baugrubensohle wurde abweichend zu den Grundbruchversuchen keine starre Lastplatte verwendet. Unter der Lastplatte mit den Abmessungen (Breite x Länge) 40 cm x 25 cm, welches der Belastung des Versuchsmaterials dient, wurden Moosgummibalken der Breite 2,5 cm auf den Versuchsboden aufgelegt (Bild 3.21). Diese haben die Wirkung von einander entkoppelten Federn und verteilen die gemessene Kraft gleichmäßig über die Breite der Lastplatte. Sie ermöglichen darüber hinaus auch bei über die Breite variierendem Setzungsverhalten des Versuchsmaterials eine gleichmäßigere Kraftübertragung. Somit kann auch bei der Ausbildung eines Versagenskörpers, wie beispielsweise eines Erddruckkeils, die Last an jeder Stelle über die Breite der Lastplatte gehalten werden.





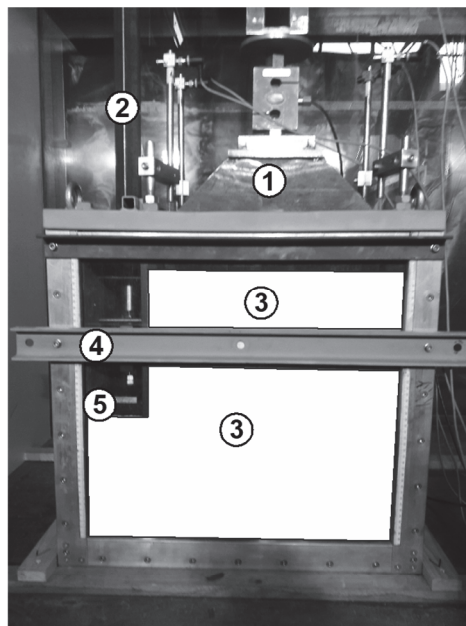
### Schnitt A-A



**Bild 3.21** Skizze des Versuchskastens zur Durchführung der Untersuchungen zum Aufbruch der Baugrubensohle (Konfiguration Baugrube)

Die Baugrube ist nur durch eine Verbauwand, d.h. in der Symmetrieachse geschnitten modelliert. Die Verbauwand wird durch eine 1,0 cm dicke Stahlplatte simuliert, die oben an den Rahmen angeschweißt und über fünf Gewindestäbe (M10) ausgesteift wird. Innerhalb der Baugrube liegt eine Moosgummiplatte mit den Abmessungen (Breite x Länge) 8,5 cm x 24,5 cm auf dem Versuchsmaterial auf. Auf die Moosgummiplatte wird

über eine Spindel eine Stahlplatte mit derselben Abmessung gedrückt. Durch die aufgebrachte Stahlplatte wird der Moosgummi verformt und verschließt die Baugrube. Wird der Moosgummi entlastet, verformt dieser sich zurück und kann sich nahezu ohne Reibung am Versuchskasten mit dem Versuchsmaterial mit bewegen. Die Stahlplatte kann über die Spindel sowohl nach unten als auch nach oben gedreht werden. Aufgrund der großen auf das Versuchsmaterial aufgebrachten Kraft wurde zusätzlich ein U-Profil an den Kasten angebracht, um die Verformung der Scheibe zu reduzieren (Bild 3.22). Die Positionierung des Stahlprofils wurde dabei so gewählt, dass die mit dem Einbau einhergehende Einschränkung bei der Auswertung der Bodenverformung im Versuchskasten möglichst gering ist.



- |                    |   |               |
|--------------------|---|---------------|
| ① Belastungsplatte | ③ Auswertungsebene                            | ⑤ Stahlplatte |
| ② Spindel          | ④ U-Profil zur Stabilisierung der Glasscheibe |               |

**Bild 3.22** Versuchskasten zum Aufbruch der Baugrubensohle (Konfiguration Baugrube)

### **3.3.8 Messtechnische Instrumentierung der Versuchsstände**

Zur Erfassung der Messwerte während der Versuchsdurchführung kamen die nachfolgend aufgelisteten Komponenten zum Einsatz:

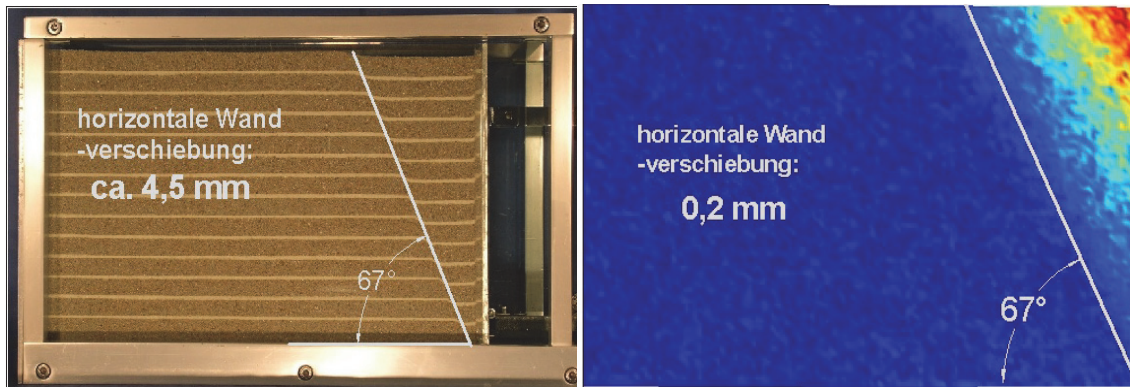
- Bis zu fünf Wegaufnehmer W 50 der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM)
- Bis zu zwei Kraftmessdosen S9/2kN/20kN/50kN der Firma HBM
- ein Messsystem SPIDER8 mit der zugehörigen Software Catman 3.0 der Firma HBM zur Digitalisierung der Messwerte

Zwei Wegaufnehmer sind jeweils im Abstand von rd. 1 cm vom Rand auf einem Fundament, welches in den Versuchsboden verschoben wird, angeordnet. Somit kann die Verkipfung des Fundaments ermittelt werden. Ein Wegaufnehmer zeichnet den Verschiebungswert der Belastungseinrichtung auf (Bild 3.18). Die Kraftmessdosen sind zwischen den Fundamenten und der Belastungseinrichtung verbaut (Bild 3.20) und zeichnen die während der weggesteuerten Versuche benötigte Kraft zur Verschiebung der Fundamente auf.

### **3.3.9 Bildbasierte Verformungsmessung**

Zur Ermittlung der Verschiebungen des Bodens in der Bildebene und zur Identifikation der Versagenskörper kommt eine bildbasierte Auswertungsmethode zum Einsatz, die sogenannte Particle-Image-Velocimetry-Methode (PIV-Methode).

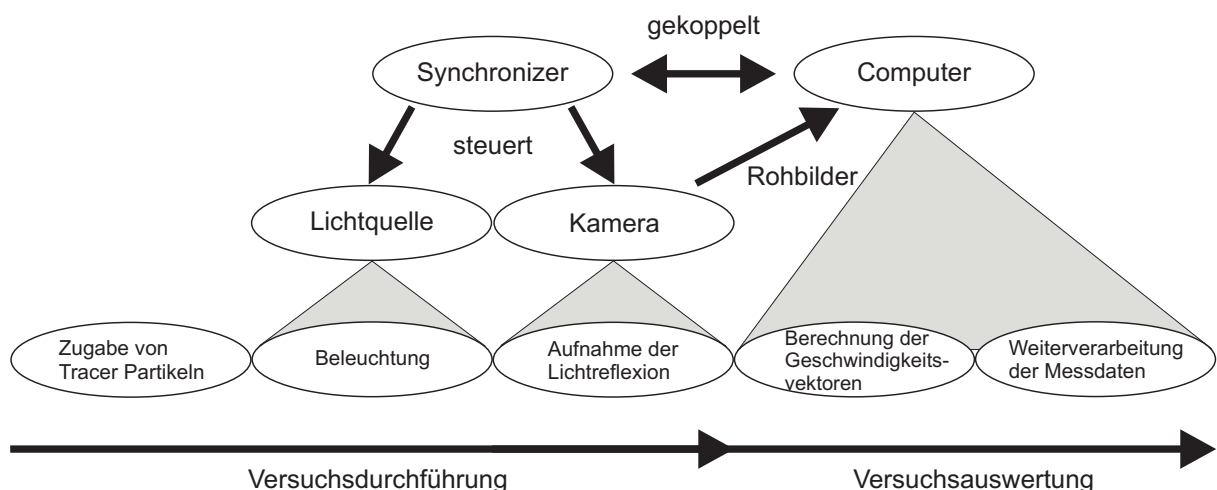
Mit Hilfe der PIV-Methode ist es möglich, die Verschiebungen im Boden über die Dauer der Versuche zu visualisieren und mögliche Versagensmechanismen zu identifizieren. Mit Hilfe der PIV-Methode können im Vergleich zu anderen gängigen Methoden zur Visualisierung von Bodenbewegungen, wie beispielsweise dem Verfahren mit gefärbten Einstreuschichten (Bild 3.23), schon sehr geringe Verformungen im Boden gemessen werden.



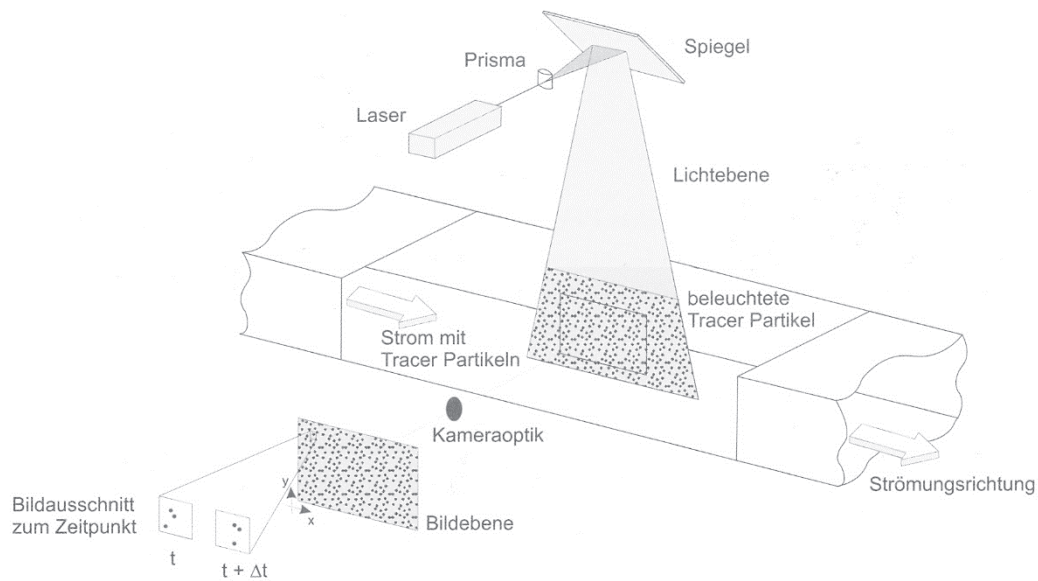
**Bild 3.23** Sensitivitätsvergleich zwischen visueller Auswertung (links) und PIV-Auswertung (rechts) (Hauser 2005)

Die PIV-Methode wurde im Bereich der Hydromechanik zur Messung von Strömungsvorgängen entwickelt und findet mittlerweile Anwendung in vielen Bereichen der Forschung, wie beispielsweise in der Medizin zur Blutströmungsforschung, der Aerodynamik oder eben in der Bodenmechanik.

Ein weiterer Vorteil des PIV-Systems ist die geringe Anzahl an benötigten Komponenten für die Anwendung. Neben einer digitalen Kamera und einer Lichtquelle wird zumindest im Falle des Einsatzes in der Bodenmechanik nur ein leistungsstarker Computer als Hardware-Komponente benötigt. Bild 3.24 zeigt die benötigten Komponenten und deren Zusammenwirken eines PIV-Systems für transparente Medien im ursprünglich entwickelten Einsatz in der Hydromechanik.



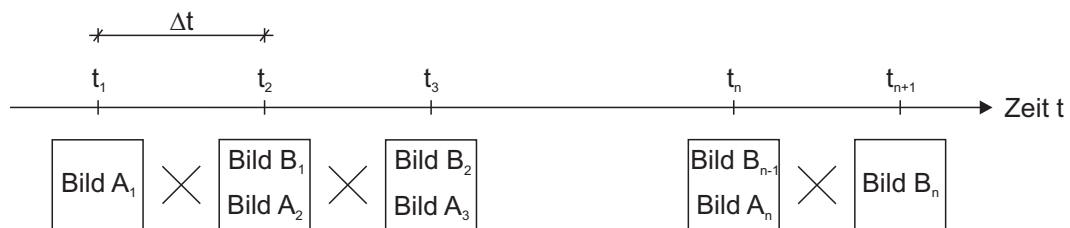
**Bild 3.24** Zusammenwirken der Komponenten eines PIV-Systems für transparente Medien, in Anlehnung an Bachmann (2009)



**Bild 3.25** Schematischer Aufbau eines PIV-Systems für transparente Medien nach Raffel et al. (1998)

In Bild 3.25 ist der schematische Aufbau eines PIV-Systems für transparente Medien dargestellt. Nach Bild 3.24 kann der gesamte Versuchsablauf bis zur Auswertung der mit dem PIV-System gewonnenen Messdaten nachverfolgt werden. Vor dem eigentlichen Versuchsbeginn müssen Tracer Partikel in ausreichend großer Menge dem transparenten Medium zugegeben werden. Unter Steuerung des Synchronizers wird zu einem Zeitpunkt  $t$  eine Lichtebene, die als Auswertungsebene dient, durch die Lichtquelle, in der Regel ein Laser, erzeugt und gleichzeitig ein Bild durch die Kamera aufgenommen. Dieses Vorgehen wird in vor festgelegten Zeitintervallen  $\Delta t$  wiederholt.

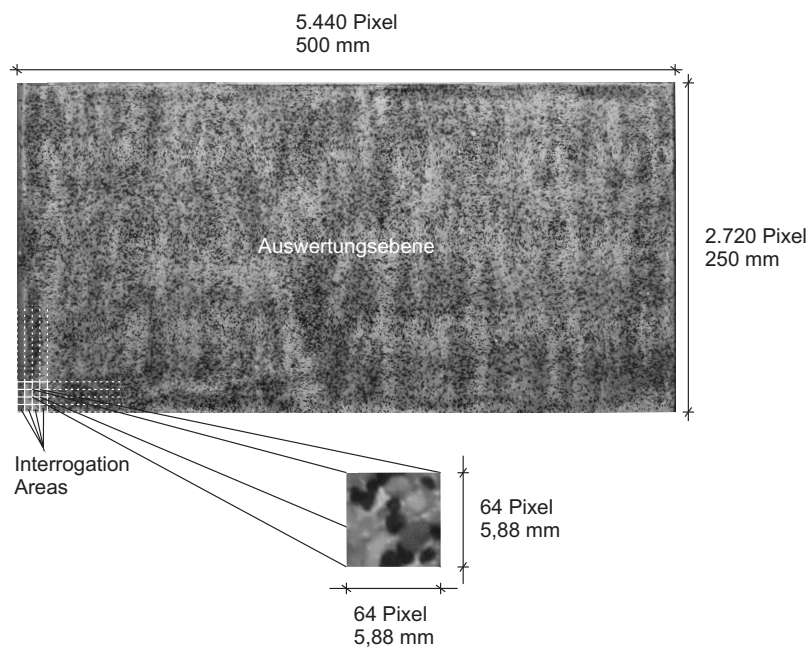
Für die Auswertung mittels der PIV-Methode benötigt man mindestens ein Bilderpaar, welches die Auswerteebene zu den Zeitpunkten  $t_i$  und  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$  zeigt (Bild 3.26).



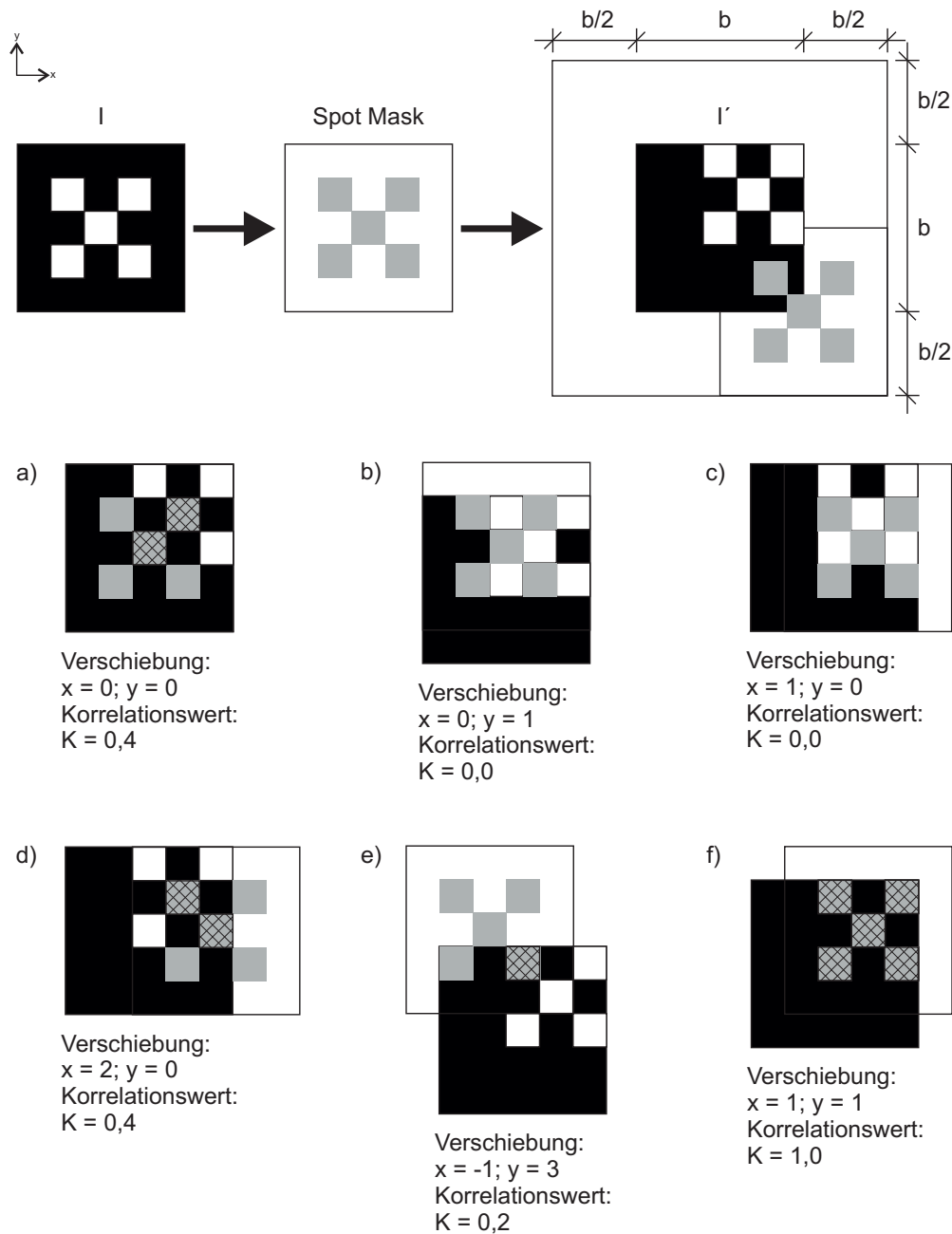
**Bild 3.26** Bildaufnahmeschema einer PIV-Messung

Die Auswertungsebene wird in kleine Teilgebiete, sog. Interrogation Areas (Bild 3.27) aufgeteilt und mittels einer Kreuzkorrelationsfunktion die Verschiebung jeder Interrogation Area über die Zeitspanne  $\Delta t$  ermittelt. Hierfür wird zunächst mittels der sogenannten Image Intensity Field Function die Lichtenergie (Lichtstärke) der Bild-

punkte in einen Graustufenwert umgewandelt und dieser dann als Zahlenwert mit zugehörigen Ortskoordinaten in der Interrogation Area gespeichert. Als Ergebnis entsteht ein Zahlenfeldmuster, ein sogenanntes Image Intensity Field, für jedes aufgenommene Bild. Für die Erzeugung eines Vektors von einem Bilderpaar werden zwei Image Intensity Fields miteinander korreliert. Dabei ist es nicht möglich, einzelne Bildpunkte einer Interrogation Area zu verfolgen, vielmehr wird die größtmögliche Übereinstimmung des gesamten Zahlenfeldmusters bestimmt. Für jede Interrogation Area wird so ein durch die Kreuzkorrelation bestimmter Geschwindigkeitsvektor eines Bilderpaares generiert und eine Vektor Map der gesamten Auswertungsebene erzeugt.



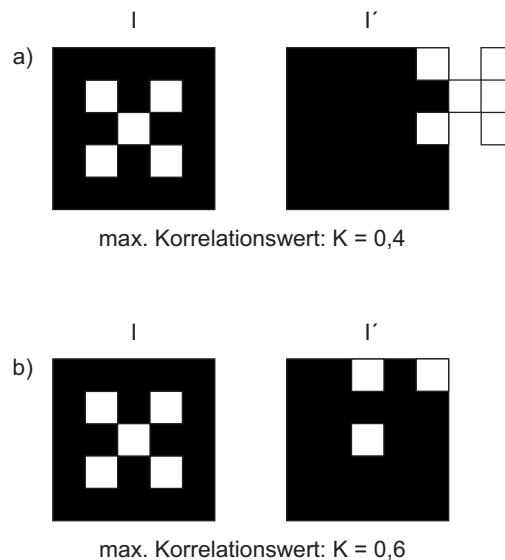
**Bild 3.27** Aufteilung der Auswertungsebene in Interrogation Areas, Abmessungen der Modellversuche in der Konfiguration Grundbruch



**Bild 3.28** Prinzip einer Kreuzkorrelation (in Anlehnung an Kykal 2017)

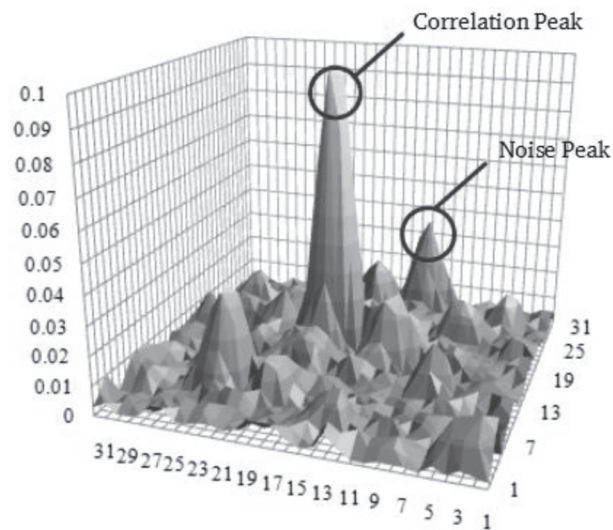
Bild 3.28 zeigt das Prinzip der Kreuzkorrelation einer PIV-Auswertung am Beispiel einer Interrogation Area, die fünf Tracer Partikel enthält. Zum einfacheren Verständnis sollen nur die fünf Tracerpartikel betrachtet werden. Aus dem Image Intensity Field  $I$  einer Interrogation Area zum Zeitpunkt  $t$  wird eine Spot Mask mit demselben Pixelmuster erzeugt und diese Spotmask in bestimmten Grenzen, hier die halbe Seitenlänge der Interrogation Area, verschoben, um den größten Korrelationswert mit dem Image Intensity Field  $I'$ , dabei handelt es sich um die gleiche Interrogation Area nun zum Zeitpunkt  $t + \Delta t$ , zu finden. Bild 3.28, a - f zeigt mögliche Verschiebungen der Spotmask mit dem dazugehörigen Korrelationswert. Der Korrelationswert berechnet sich aus der

Übereinstimmung der Graustufenmuster. Bei dem Beispiel aus Bild 3.28 nimmt der Korrelationswert den Maximalwert von 1,0 ein, wenn eine Verschiebung gefunden wird, bei der alle fünf Tracer Partikel übereinander liegen (Bild 3.28, f). Dieser Maximalwert von 1,0 ist in der Praxis allerdings nur in Ausnahmefällen zu erreichen, da sich in der Regel das Pixelmuster geringfügig ändert, d.h. nicht alle Graustufenwerte eines Image Intensity Field bewegen sich gleichförmig. Darüber hinaus kann es auch durch den sogenannten loss-of-pair Effekt zum Verlust von Graustufenwerten innerhalb einer Interrogation Area kommen (Bild 3.29). Der loss-of-pair Effekt kann nochmals unterteilt werden in den out-of-plane-loss-of-pair Effekt, bei welchem ermittelte Graustufenwerte orthogonal zur Bildebene verloren gehen. Dies ist besonders bei bindigen Böden mit weicher und breiiger Konsistenz und aufgetragenen Tracerpartikeln zu beobachten. Sowie in den in-plane-loss-of-pair Effekt, bei welchem die ermittelten Graustufenwerte in der Bildebene aus einer Interrogation Area hinauswandern. Der loss-of-pair Effekt verringert den maximal erreichbaren Korrelationswert. Durch eine hohe Anzahl an Partikeln unterschiedlicher Graustufen je Interrogation Area und einer in Vorversuchen ermittelten passenden Abstimmung zwischen der Größe der Interrogation Areas, des Zeitintervalls  $\Delta t$  und der Verformungsgeschwindigkeit lässt sich die Verringerung des Korrelationsmaximums reduzieren, so dass dieser sich genügend von anderen ermittelten Korrelationswerten, auch Rauschen genannt abhebt (Bild 3.30). Die vorgenannte Abstimmung ist auch wichtig hinsichtlich der Verformungsentwicklung, da, wie aus Bild 3.28 ersichtlich, Verformungen nur linearisiert ermittelt werden können. Wird die Interrogation Area und/oder das Zeitintervall  $\Delta t$  zur Verformungsgeschwindigkeit nicht passend gewählt, so kann der real zurückgelegte Weg – zumindest der Interrogation Areas und nicht einzelner Bildpunkte – nicht nachvollzogen werden.



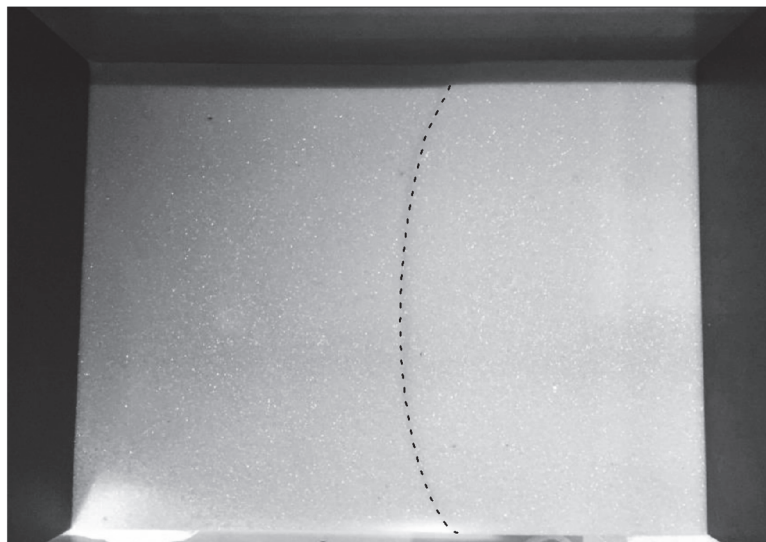
**Bild 3.29** loss-of-pair Effekt, a) in-plane-loss-of-pair, b) out-of-plane-loss-of-pair





**Bild 3.30** Korrelationsebene (TSI GmbH 2015)

Die PIV-Methode ist ein nichtinvasives Messverfahren, somit werden gemessene Verformungen des Bodens nicht vom Messverfahren beeinflusst. In der Regel bedarf es aber einer durchsichtigen vertikalen Begrenzung des Versuchsstandes, an welcher das Reibungsverhältnis von der Boden-Boden-Reibung abweicht. Aus diesem Grund kann es zur Ausbildung eines „Bauches“ bei Versagenskörpern orthogonal zur Auswertungsebene kommen (Bild 3.31). Die mit der PIV-Methode ermittelten Verschiebungen entsprechen somit den Verschiebungen des Bodens ohne vertikale Begrenzung durch eine Glasscheibe nur in einer Näherung.



**Bild 3.31** Ausbildung eines Versagenskörpers an der Geländeoberfläche in der Draufsicht (Vorversuch)

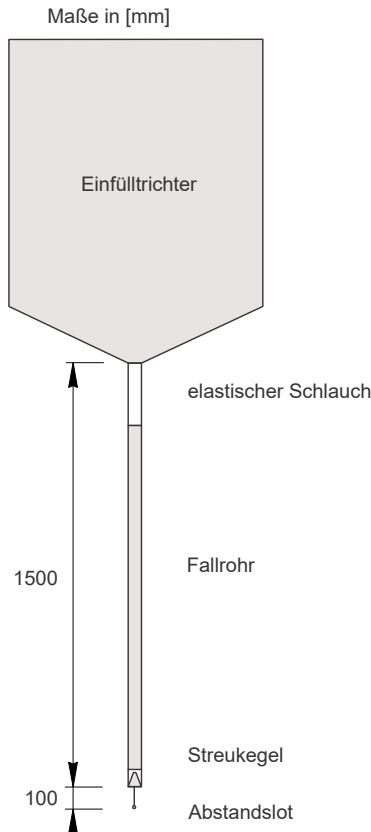
Beim Einsatz des PIV-Systems in bodenmechanischen Modellversuchen kommen in der Regel nichttransparente Versuchsmaterialien zum Einsatz. Somit kann auf einen Laser als Lichtquelle sowie die Synchronisationseinheit verzichtet werden, da die Auswertungsebene durch das Versuchsmaterial selbst gegeben ist. Als Lichtquelle können hier gewöhnliche Baustrahler eingesetzt werden. Die Erfordernis der Zugabe von Tracer Partikeln ist abhängig von der Uniformität des Versuchsmaterials. Bei nichtbindigen Böden ist die Zugabe aufgrund der natürlich gegebenen Textur i.d.R. nicht notwendig. Bei der Verwendung von bindigen, uniformen Böden als Versuchsmaterial ist jedoch eine Zugabe von Tracer Partikeln zwingend notwendig.

Bei einer PIV-Messung werden, wie schon beschrieben, die Helligkeitsunterschiede bzw. Graustufen eines Untersuchungsgebietes (Interrogation Area) zum Zeitpunkt  $t_0$  mit einem vordefinierten Suchfeld zum Zeitpunkt  $t_1$  verglichen. Dafür ist es notwendig, dass die Helligkeit im Untersuchungsgebiet überhaupt variiert. Je größer der Helligkeitsunterschied, desto ausgeprägter ist der Korrelations-Peak und somit die Genauigkeit des ermittelten Geschwindigkeitsvektors. Bei uniformen Tonen reichen die natürlichen Helligkeitsunterschiede nicht aus, um einen Korrelations-Peak zu erzeugen, der sich vom, durch zufällige Variationen der Helligkeit ausgelöst beispielsweise durch den Kamera Sensor oder der Beleuchtung des Experimentes, Grundrauschen (Noise) der Korrelation abhebt (White und Take 2005). Aus diesem Grund muss dem Ton in der Auswertungsebene künstlich eine Textur zugefügt werden. Wichtig ist hierbei, dass diese Textur das Bodenverhalten nicht beeinflusst jedoch der Bewegung des Versuchsbodens folgt. Die Anwendung der PIV-Methode zur Erfassung von Verformungen in (gleichmäßig farbenen) Tonen finden sich bei White et al. (2003), Zhang et al. (2005), White und Take (2005), Hossain et al. (2005) und Bauer (2016).

Die Funktionsweise der PIV-Methode ist ausführlich z.B. in Willert und Gharib (1991), Raffel et al. (2007) oder Katzenbach et al. (2011) erläutert.

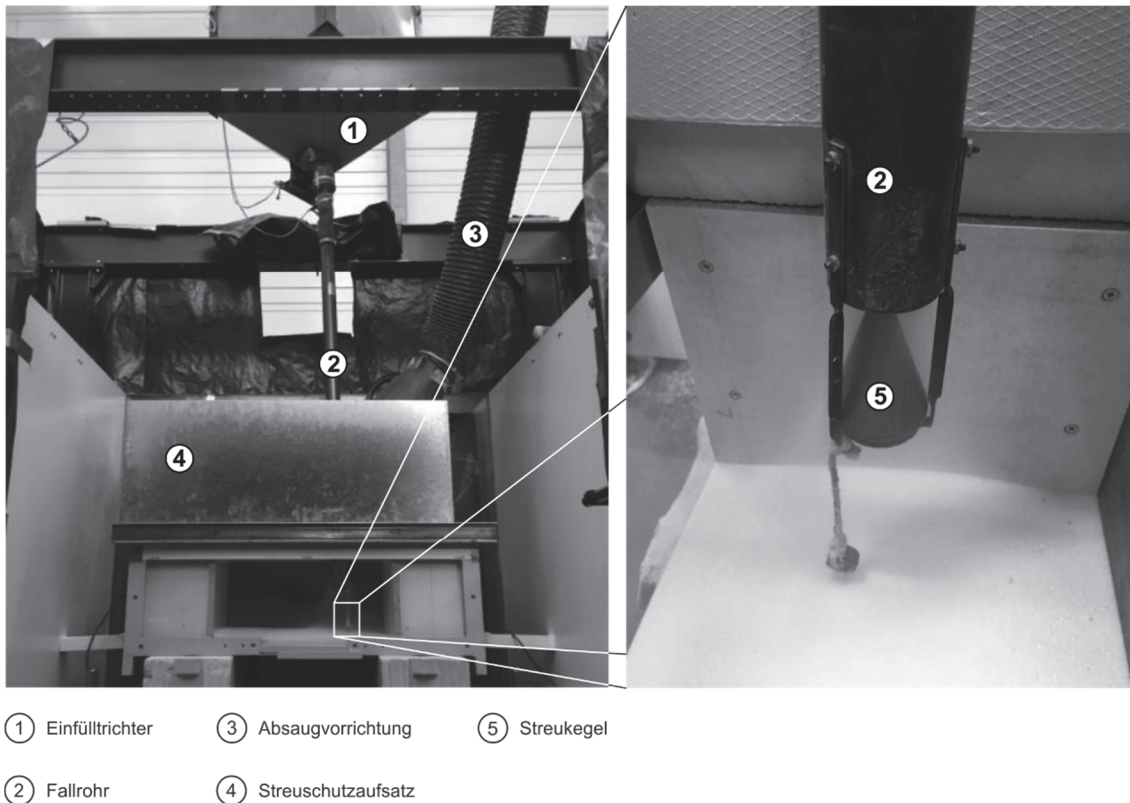
### **3.3.10 Beschickung der Modellkästen mit rolligem Versuchsmaterial**

Die Einbauvorrichtung zum Beschicken des Versuchsstandes besteht in Anlehnung an Heineke (2001), Gutberlet (2008) und Bachmann (2009) aus einem Einfülltrichter, einem daran angeschlossenen elastischen Schlauch gefolgt von einem Fallrohr, dem Streukegel und einem Abstandslot zur Erreichung einer definierten Lagerungsdichte (Bild 3.32).



**Bild 3.32** schematische Darstellung der Einbauvorrichtung zum Beschicken des Versuchstandes in reproduzierbarer dichter Lagerung (nach Bachmann 2009)

Die Beschickung (Bild 3.33) erfolgte in Anlehnung an Bachmann (2009) mit einer Fallrohrhöhe von 1,5 m und einem Abstand von 0,1 m von der Unterkante des Streukegels zur jeweiligen Einbauebene des Versuchstandes. Die sich ergebende Fallhöhe von rd. 1,6 m wurde anhand von Vorversuchen zur Erzielung einer sehr dichten Lagerung als passend bewertet. Nach dem Einrieselvorgang bis zur Höhe der Unterkante der Verbauwände wurde mittels einer Abziehvorrichtung eine ebene Oberfläche hergestellt und nach dem Einstellen der Verbauwände die Aussenbereiche auf die gewünschte Höhe eingerieselt und wiederum mit einer Abziehvorrichtung eine ebene Oberfläche hergestellt.



**Bild 3.33**      Einfüllen des Glasperlengranulats in den Versuchsbehälter

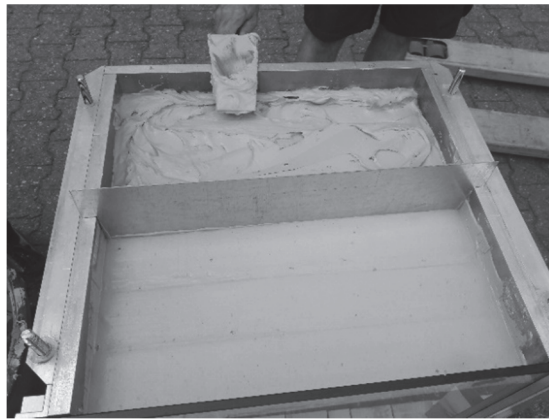
### 3.3.11 Beschickung der Modellkästen mit bindigem Versuchsmaterial

Da das Versuchsmaterial bindig und somit nicht rieselfähig ist, kann die Beschickung nicht analog derer des granularen Versuchsmaterials geschehen. Das Kaolin wurde direkt mit dem gewünschten Wassergehalt angerührt, händisch schichtweise eingebracht und verdichtet. Die letzte Schicht wurde etwas höher als die vorgesehene Geländeoberfläche eingebaut und dann mit einer Abziehvorrichtung auf die exakte Höhe abgezogen (Bild 3.34).

Der Einbau bindiger Böden mit einem Wassergehalt  $w < w_l$  bringt es mit sich, dass Lufteinschlüsse im Boden nicht gänzlich vermieden werden können. In der Literatur finden sich daher vor allem Beispiele, bei denen entweder der Boden sedimentiert und anschließend konsolidiert wurde (z.B. Jovanovic 2002) oder Versuche mit einem Wassergehalt oberhalb der Fließgrenze (z.B. Bauer 2016). Vorversuche zur Konsolidation des Versuchsbodens im Versuchsstand brachten nicht die erwünschten Ergebnisse, so dass eine gewisse Inhomogenität des Versuchsmaterials durch die Einbauart in Kauf genommen wurde. Um die Reproduzierbarkeit der Versuche über qualitativ und quantitativ in engen Grenzen liegende Spannungs-Setzungsverläufe, Flügelsondierungen und Dichtebestimmungen überprüfen zu können, wurden die

Versuche in den jeweiligen Konfigurationen inklusive der Vorversuche mindestens dreimal ausgeführt.

Weiterhin musste das Kaolin mit einem Tracer versehen werden, da das Kaolin zu wenig Kontrast für die Messung mit dem PIV-Verfahren aufweist (siehe auch Kap. 3.3.9). Bei der gewählten Methode wird eine dünne Schicht aus Feinsand und Modellbaugleisschotter zwischen Glasscheibe und Kaolin als Tracer verwendet. Der Einbau erfolgt nach dem Einbringen des Kaolins, indem der Versuchskasten nach oben verschlossen und so gedreht wird, dass die vormals seitliche Glasscheibe nach oben zeigt. Diese wird abgenommen, auf das freiliegende Kaolin wird eine sehr dünne Schicht aus dem Gemisch aufgebracht, die Glasscheibe wird anschließend wieder angebracht und der Modellversuchskasten in seine Position zur Durchführung eines Versuchs gebracht.



**Bild 3.34** Einbau des Kaolins in den Versuchsbehälter für einen Vorversuch

### 3.3.12 Durchführung der Modellversuche

Die Durchführung der Grundbruchversuche gliedert sich in die folgenden immer wiederkehrenden Teilschritte:

- Aufstellen und Ausrichten der Digitalkamera
- Justierung der Wegaufnehmer
- Heranfahren der Vorschubeinrichtung an das Fundament/die Fundamente
- Schließen der lichtdichten Einhausung
- Synchrones Starten der Vorschubeinrichtung und der Bildaufnahme mit der Digitalkamera
- Einfahren des Fundaments/der Fundamente in das Versuchsmaterial bis zur gewünschten Tiefe
- Stoppen der Bildaufnahme mit der Digitalkamera
- Messung der maximalen Hebung des Versuchsmaterials neben dem Fundament/den Fundamenten

- Entlasten der Fundamente
- Alternativ:
  - Sondierungen mit der Flügelsonde (vier Sondierungen pro Versuch)
  - Ausbau des Versuchsmaterials im Block zur visuellen Begutachtung
- Probenentnahme zur Bestimmung des Wassergehalts (min. vier Proben pro Versuch)
- Umwandlung der Bilder in das TIF-Format mit dem Programm IrfanView
- Umbenennung der Bilder zur Weiterverarbeitung mit dem Programm Advanced Renamer
- PIV-Auswertung mit dem Programm Insight 4G
- Visualisierung der PIV-Auswertung mit dem Programm Tecplot Focus 2013R1

Die Durchführung der Versuche mit einer symmetrischen Baugrube gliedert sich in die folgenden immer wiederkehrenden Teilschritte:

- Aufstellen und Ausrichten der Digitalkamera
- Justierung der Wegaufnehmer
- Heranfahren der Vorschubeinrichtung an die Belastungsplatte
- Anpressen der Stahlplatte innerhalb der Baugrube an die Moosgummiplatte bis die Wegaufnehmer der Belastungsplatte eine Verschiebung anzeigen
- Aufbringen der gewünschten Belastung auf die Belastungsplatte
- Schließen der lichtdichten Einhausung
- Starten der Bildaufnahme mit der Digitalkamera
- Entlasten der Stahlplatte innerhalb der Baugrube
- Stoppen der Bildaufnahme mit der Digitalkamera
- Probenentnahme zur Bestimmung des Wassergehalts (min. vier Proben pro Versuch)
- Umwandlung der Bilder in das TIF-Format mit dem Programm IrfanView
- Umbenennung der Bilder zur Weiterverarbeitung mit dem Programm Advanced Renamer
- PIV-Auswertung mit dem Programm Insight 4G
- Visualisierung der PIV-Auswertung mit dem Programm Tecplot Focus 2013R1

### **3.4 Vorversuche**

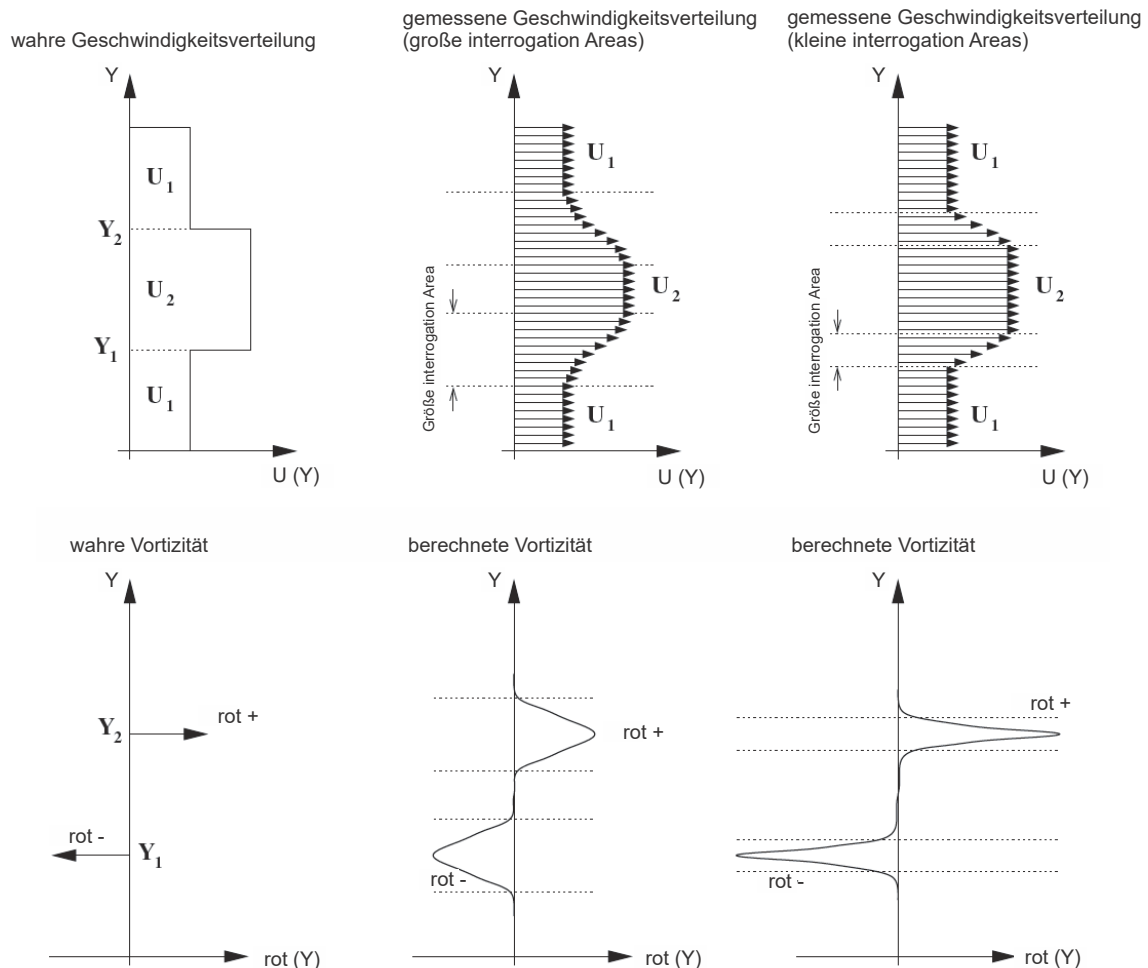
Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden zahlreiche Versuche im Vorfeld des Versuchsprogramms ausgeführt. Die Vorversuche dienten vorrangig folgenden Zielen:

- Überprüfung des PIV-Systems anhand eines bekannten Materials (Darmstädter Sand)
- Erproben des Materialverhaltens des Glasperlengranulats
- Überprüfung der Reproduzierbarkeit des Einbauverfahrens des Kaolins

- Übertragung der PIV-Auswertung auf bindige Böden
- Ermittlung der Auflast bei den Baugrubenversuchen

### 3.4.1 Referenzversuch mit Darmstädter Sand

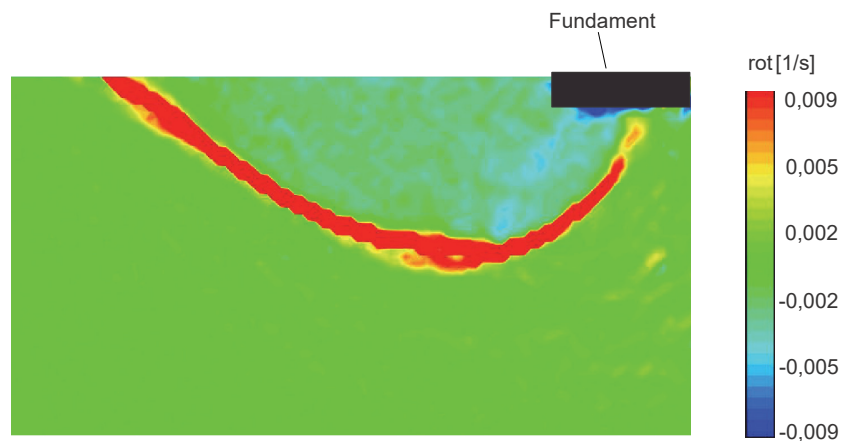
Die Auswertung mit der PIV-Methode zielt darauf ab, den Versagenskörper und dessen Entwicklung zu identifizieren. Zielführend ist es hierbei die Scherbandentwicklung zu visualisieren. Gutberlet (2008) und Bachmann (2009) visualisieren die Scherbandentwicklung an Darmstädter Sand anhand der Scherdehnungen. Eine weitere Möglichkeit zur Visualisierung von Scherbändern ist die Darstellung der inkrementellen Rotation des Geschwindigkeitsvektorfeldes, die sogenannte Vortizität (vorticity). Mit Hilfe der Vortizität lässt sich der maximale Geschwindigkeitsgradient, der die Begrenzung des Versagenskörpers darstellt, identifizieren (Bild 3.35). Diese Visualisierungsform wurde z. B. von Kirsch (2009 und 2010) angewandt.



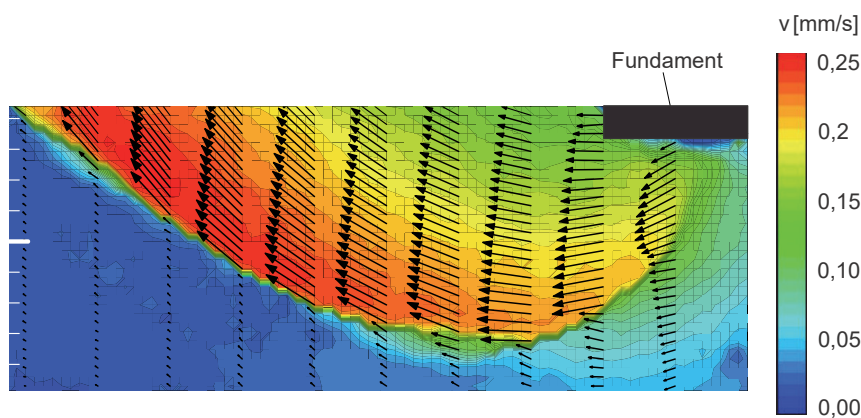
**Bild 3.35** Identifikation des Geschwindigkeitsgradienten mittels der Vortizität (Rotation des Geschwindigkeitsvektorfeldes) nach Raffel et al. (2007)



In Vorversuchen mit Darmstädter Sand wurde mittels Darstellung der inkrementellen Rotation des Geschwindigkeitsvektorfeldes die Visualisierung des Scherbandes nachvollzogen, um die Anwendung des PIV-Systems am gewählten Versuchsaufbau zu überprüfen. Bild 3.36 zeigt die Darstellung der inkrementellen Rotation des Geschwindigkeitsvektorfeldes im Vorversuch SE\_II, zu einem Zeitpunkt an dem das Scherband bis zur Geländeoberfläche voll ausgebildet ist. Die Scherbandentwicklung konnte an Darmstädter Sand sehr gut nachvollzogen werden. Bild 3.37 zeigt den Betrag des Geschwindigkeitsfeldes, zusätzlich werden in dieser Darstellung noch die Geschwindigkeiten der einzelnen Interrogation Areas als Vektoren dargestellt. Diese sind in ihrer Darstellung abhängig von der Größe ihrer Geschwindigkeit. Dabei werden nur die Geschwindigkeitsvektoren jeder 6. bzw. 7. Interrogation Area in horizontaler Richtung und jeder 1. oder 2. Geschwindigkeitsvektor in vertikaler Richtung dargestellt. Diese Darstellungsform wird im Weiteren mit X-Skip bezeichnet. Deutlich zu erkennen ist der Sprung in der Geschwindigkeitsverteilung, der den Versagenskörper vom umgebenden Boden abgrenzt.



**Bild 3.36** Inkrementelle Rotation des Geschwindigkeitsvektorfeldes im Vorversuch SE\_II



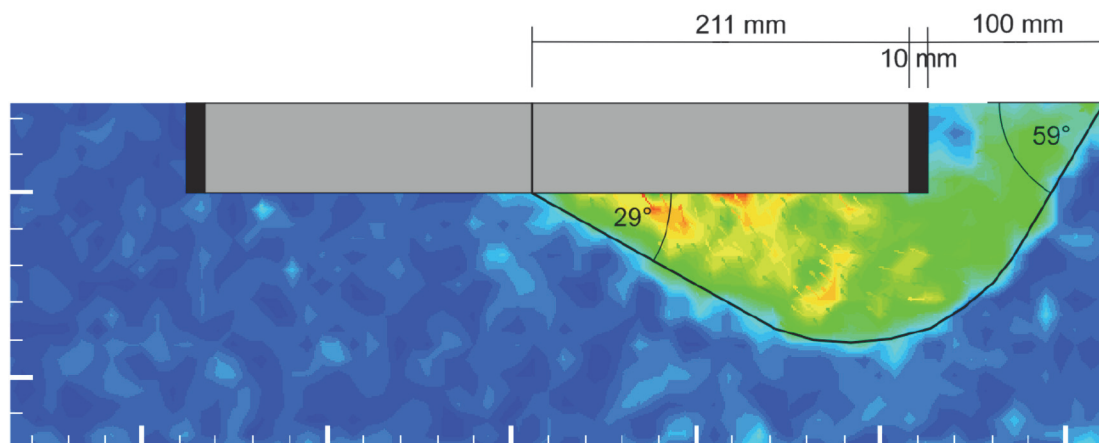
**Bild 3.37** Geschwindigkeitsfeld mit Vektordarstellung „X-Skip“ im Vorversuch SE\_II



### 3.4.2 Vorversuche mit Glasperlengranulat

Vieth (2017) zeigte in Versuchen unter Verwendung von Glasperlengranulat als Versuchsmaterial grundsätzlich die Möglichkeit der Identifikation von Geschwindigkeitsfeldern auf (Bild 3.38). Eine Identifikation von Scherbändern war bei dem gewählten Versuchsmaterial nicht möglich.

Die Versuche zeigten darüber hinaus eine Kraft-Fundamentsetzungsbeziehung mit deutlichen Spannungsabfällen analog der in Kap. 3.3.4 gezeigten Versuchsergebnisse aus triaxialen Kompressionsversuchen und waren somit nicht reproduzierbar. Die Verwendung des Versuchsmaterials Glasperlengranulat im Versuchsprogramm der Grundbruchversuche wurde nach den Vorversuchen nicht angestrebt. In den Versuchen der Konfiguration „Baugrube“ kam das Glasperlengranulat dagegen zum Einsatz.



**Bild 3.38** Identifikation eines Versagenskörpers mittels Darstellung des Geschwindigkeitsfeldes mit Glasperlengranulat als Versuchsmaterial (Vieth 2017)

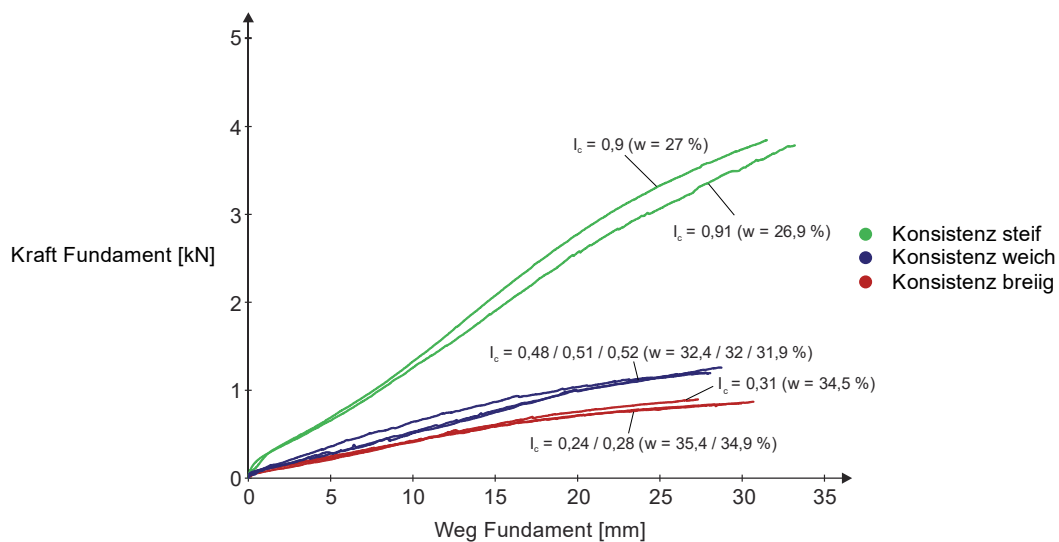
### 3.4.3 Vorversuche mit Kaolin in der Konfiguration Grundbruch

Wie in Kapitel 3.3.11 erwähnt bietet das Kaolin zu wenig Kontrast, um Auswertungen mit dem PIV-System vorzunehmen. Um eine bildbasierte Auswertung zu ermöglichen musste das Kaolin mit einem Tracer versehen werden. Dieser Tracer muss flächendeckend die Auswertungsebene bedecken, um die Visualisierung von Scherbändern zu ermöglichen. Bei der Verwendung von nur einzelnen Tracerpartikeln kann nur die Bewegung dieser Tracerpartikel bestimmt werden. In Vorversuchen wurde zuerst versucht das Kaolin mit beigemischten Tracern kontrastreicher zu gestalten. Zur Anwendung kamen Eisenoxid und Kohlepulver, welche direkt beim Anmischvorgang dem Kaolinpulver beigefügt wurden. Beide Tracerformen erbrachten nicht den

gewünschten Effekt. Bei weiteren Versuchen wurde die Glasscheibe mit Graphitpulver oder Farbe benetzt. Auch diese Methoden brachten nicht den gewünschten Erfolg. Zielführend war eine Methode, die in Hossain et al. (2005) beschrieben ist. Hossain et al. (2005) bringen Modellbaugleisschotter auf den Versuchsboden in der Auswertungsebene flächendeckend auf. In den Versuchen der vorliegenden Arbeit wurde ein Gemisch aus Modellbaugleisschotter und Feinsand als Tracer verwendet. Die Vorversuche haben gezeigt, dass diese Tracerschicht nur eine sehr geringe Dicke von wenigen Partikeldurchmessern aufweisen darf, da diese Schicht sonst als Gleitlager wirkt und die Verschiebung des Bodens im Versuchsstand nicht an der Glasscheibe abgebildet wird. Jedoch muss die aufgebrachte Tracerschicht eine Dicke größer als der durchschnittliche Partikeldurchmesser aufweisen, da sonst ein sehr großer Out-of-plane-loss-of-pairs Effekt eintritt, da der Versuchsboden die Tracerpartikel umfließt und diese in ihrer Helligkeit keinen signifikanten Unterschied zum Versuchsboden mehr aufweisen. Dieser Effekt ist je nach Wassergehalt des Versuchsbodens unterschiedlich stark ausgeprägt.

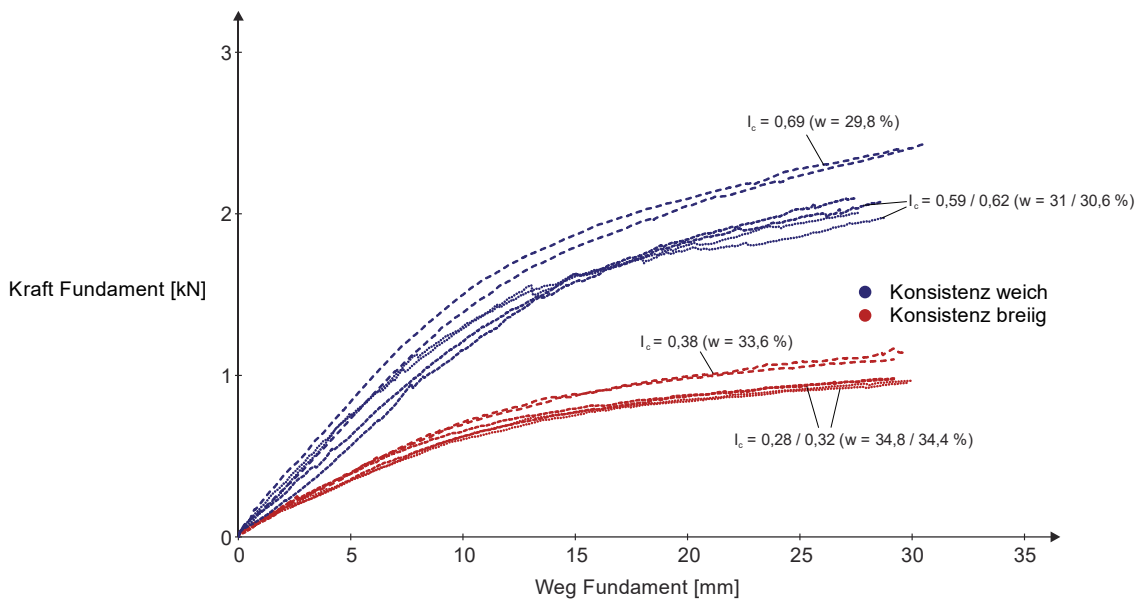
Im Rahmen der Vorversuche zur Bestimmung des Tracermaterials wurde die Modelltiefe von 0,5 m auf 0,25 m reduziert, um die Verformung des Versuchsbodens orthogonal zur Bildebene homogener zu gestalten (siehe auch Kap. 3.3.9).

Die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse wurde anhand von Wiederholungsversuchen dokumentiert. Bild 3.39 zeigt Kraft-Fundamentsetzungsbeziehungen von acht Versuchen unter Verwendung von einem Fundament im Versuchskasten (Konfiguration E). Die dargestellten Verläufe zeigen qualitativ und quantitativ eine gute Übereinstimmung in der jeweiligen Zustandsform.



**Bild 3.39** Kraft-Fundamentsetzungsbeziehung in der Versuchskonfiguration E, Zustandsform des Kaolin, breiig, weich und steif

Bild 3.40 zeigt Kraft-Fundamentsetzungsbeziehungen von sechs Versuchen unter Verwendung von zwei Fundamenten im Versuchskasten (Konfiguration B). Kurven mit derselben Strichlierung stellen dabei die Kraftverläufe des linken und rechten Fundamentes eines Versuchs dar. Die dargestellten Verläufe zeigen qualitativ und quantitativ eine gute Übereinstimmung zwischen linkem und rechtem Fundament und auch für Versuche mit dem gleichen Wassergehalt untereinander zeigt sich eine gute Reproduzierbarkeit.

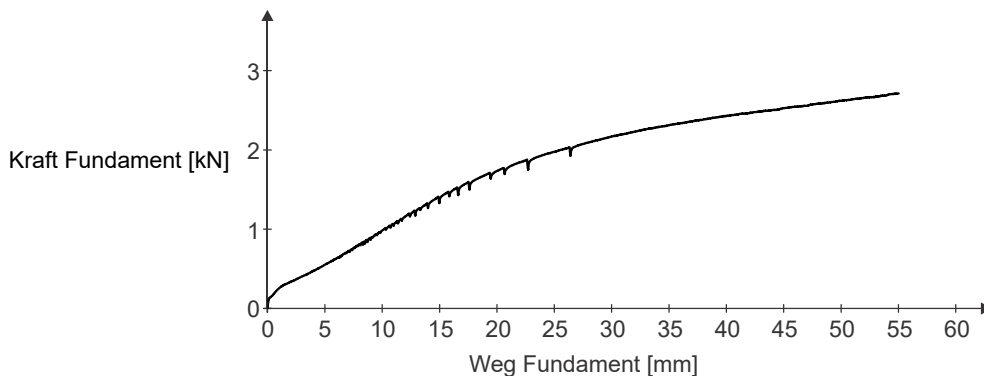


**Bild 3.40** Kraft-Fundamentsetzungsbeziehung in der Versuchskonfiguration B, Zustandsform des Kaolins, breiig und weich

Eine Auswertung mit der PIV-Methode der in Bild 3.39 und Bild 3.40 dargestellten Versuche war nur eingeschränkt möglich, da es im Bereich unterhalb der Fundamente zu einer Schlierenbildung kam bzw. das Versuchsmaterial an der Auswertungsebene nicht vom Fundament verschoben wurde.

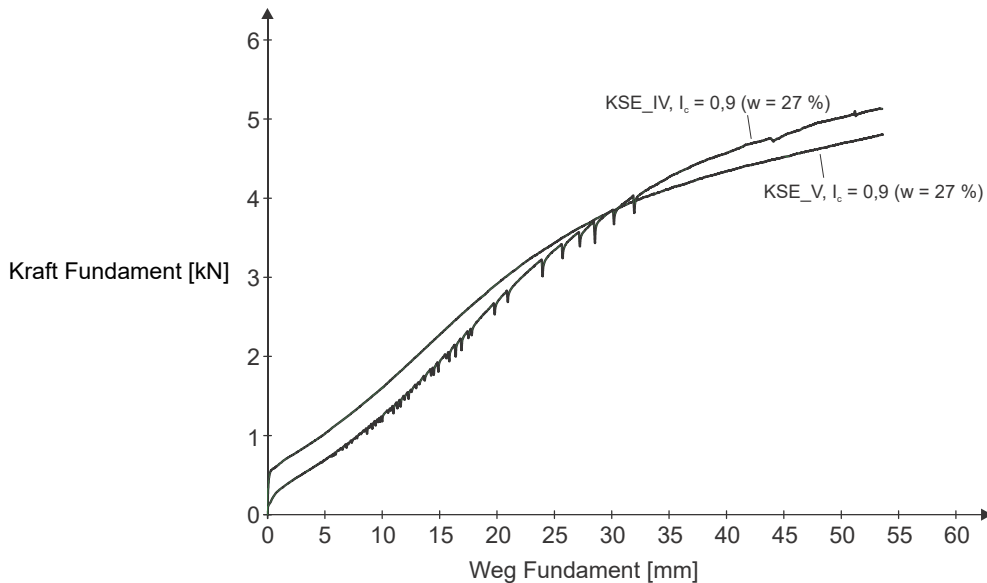
In weiteren Versuchen wurde eine Dichtlippe aus Gummi am Fundament eingesetzt, um eine höhere Qualität der Bilder für die PIV-Messungen zu generieren. Durch die jederzeit an der Glasscheibe anliegende Gummilippe wird eine im Vergleich zu den Versuchen ohne Dichtlippe höhere Reibung generiert, die sich geringfügig in den Kraft-Setzungsverläufen des Fundaments widerspiegelt. In manchen Versuchen kam es zu kurzzeitigen Spannungsabfällen im Versuchsverlauf (Bild 3.41). Diese traten ausnahmslos in Versuchen mit montierter Dichtlippe auf. Es ist zu vermuten, dass diese Spannungsabfälle durch den sogenannten „Stick-Slip-Effekt“ hervorgerufen werden (siehe z. B. Popov 2015). Dieses auch als Haftgleit-Effekt bekannte Phänomen wird durch einen sehr großen Unterschied zwischen Haftreibungs- und Gleitreibungskoeffizienten verursacht. Dieser führt dazu, dass ein Teil der durch Reibung nicht auf den

Boden übertragenen Kraft beim Überwinden der Haftreibung der Dichtlippe schlagartig auf den Boden übergeht.



**Bild 3.41** Kraft-Fundamentsetzungsbeziehung mit beobachteten Spannungsabfällen in der Versuchskonfiguration E, Zustandsform des Kaolins, weich (Versuch KWE\_IV)

Um dem aufgetretenen Effekt entgegenzuwirken, wurde in den weiteren Versuchen die Glasscheibe vor dem Einbau der Tracerschicht mit Öl benetzt, um die Reibung zu minimieren. Bild 3.42 zeigt die Kraft-Fundamentsetzungsbeziehungen der Versuche KSE\_IV und KSE\_V. Beide Versuche werden mit der Konsistenz steif und einer einseitigen Belastung mit Dichtungslippe am Fundament durchgeführt. Bei dem Versuch KSE\_V wurde die Scheibe, im Gegensatz zu Versuch KSE\_IV, mit Öl benetzt. Der Effekt der Ölschmierung ist deutlich zu erkennen. Für die Auswertungen mit der PIV-Methode werden nur Versuche herangezogen, bei denen eine Dichtungslippe am Fundament angeordnet und die Reibung durch eine Ölschicht reduziert wurde.



**Bild 3.42** Kraft-Fundamentsetzungsbeziehung mit beobachteten Spannungsabfällen in der Versuchskonfiguration E, Zustandsform des Kaolins, steif (Versuch KSE\_IV) und ohne Spannungsabfälle in der Versuchskonfiguration E, Zustandsform des Kaolins, steif (Versuch KSE\_V)

### 3.4.4 Vorversuche mit Kaolin in der Konfiguration Baugrube

Für die Modellversuche in der Konfiguration Baugrube wurde die benötigte Last, die aufgebracht werden muss, um ein Eindringen des Versuchsmaterials, Kaolin, in die Baugrube zu erzwingen, ermittelt. Hierfür wurde in der Baugrube keine Stahlplatte auf der Sohle aufgebracht und die Belastung durch die hinter der Verbauwand gelegene Lastplatte solange erhöht, bis visuell eine Hebung der Baugrubensohle festgestellt werden konnte. Mittels PIV-Auswertung wurde die Belastung ermittelt, ab der eine Bewegung des Versuchsmaterials in die Baugrube stattfindet. Der Vorversuch wurde ohne Einbindung der Verbauwand in das Kaolin durchgeführt. Basierend auf der ermittelten Last wurde die geringste Laststufe für die Baugrubenversuche mit einer Auflast von 10 kN neben der Verbauwand festgelegt.

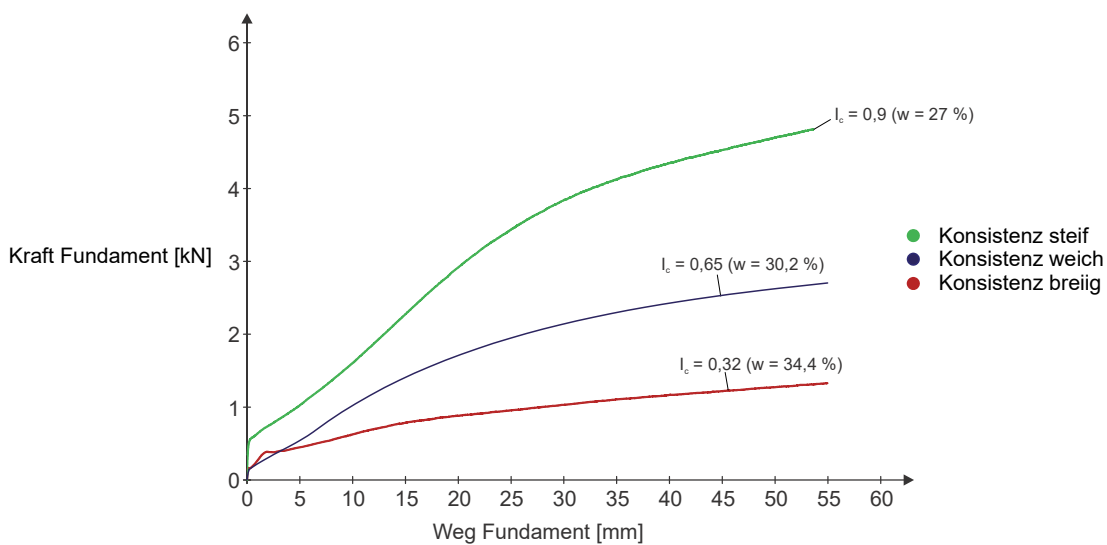
## 3.5 Auswertung der Modellversuche

### 3.5.1 Grundbruchversuche mit Kaolin

Die Auswertung der Grundbruchversuche gliedert sich nach dem in Kapitel 1 genannten Forschungsbedarf in die zwei Teile: Identifikation der Interaktion potentieller Versagenskörper und Identifikation der Anwendungsgrenzen des Grundbruchwiderstands nach

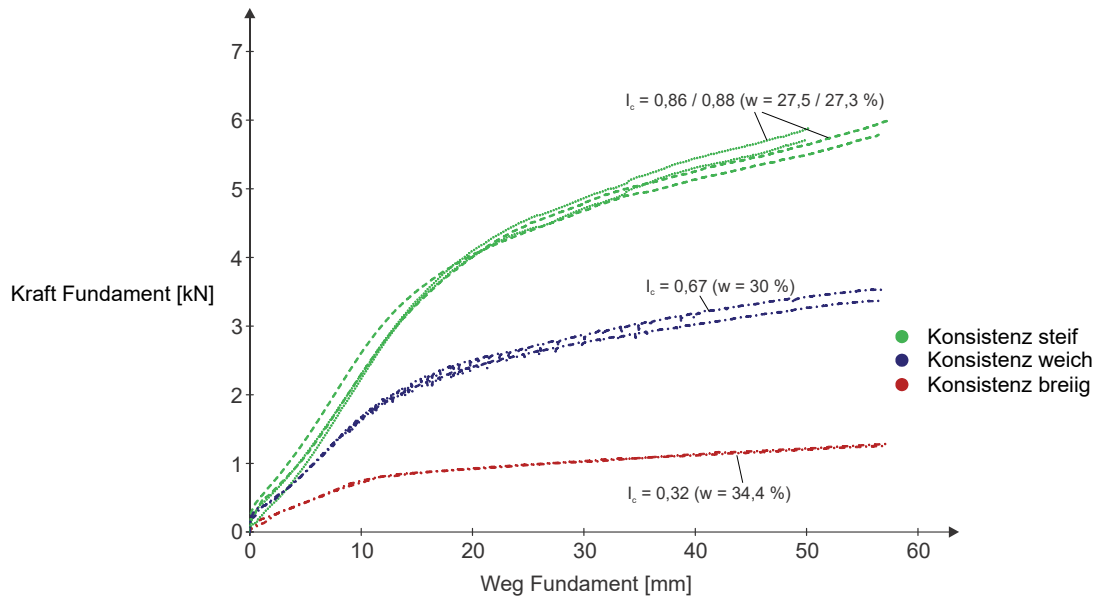
DIN 4017. Für den erstgenannten Teil ist es ausreichend die Kraft-Fundamentsetzungsbeziehungen zu betrachten. Für den zweiten Teil ist es notwendig die Bodenverformung zu betrachten, um mögliche Scherbänder zu identifizieren.

Bild 3.43 zeigt die Kraft-Fundamentsetzungsbeziehungen dreier Versuche unterschiedlicher Konsistenz bei einseitiger Belastung, d.h. ohne gegenseitige Beeinflussung durch ein zweites Fundament (Konfiguration E). Die Kraft-Setzungsverläufe sind qualitativ sehr ähnlich und zeigen erwartungsgemäß einen vergleichbaren Verlauf wie locker gelagerter nichtbindiger Boden. Deutlich zu sehen ist der große Einfluss des Wassergehaltes und der damit einhergehenden Konsistenz auf die am Fundament gemessene Kraft. Eine Grenzlast lässt sich an den Kurven nicht ablesen.



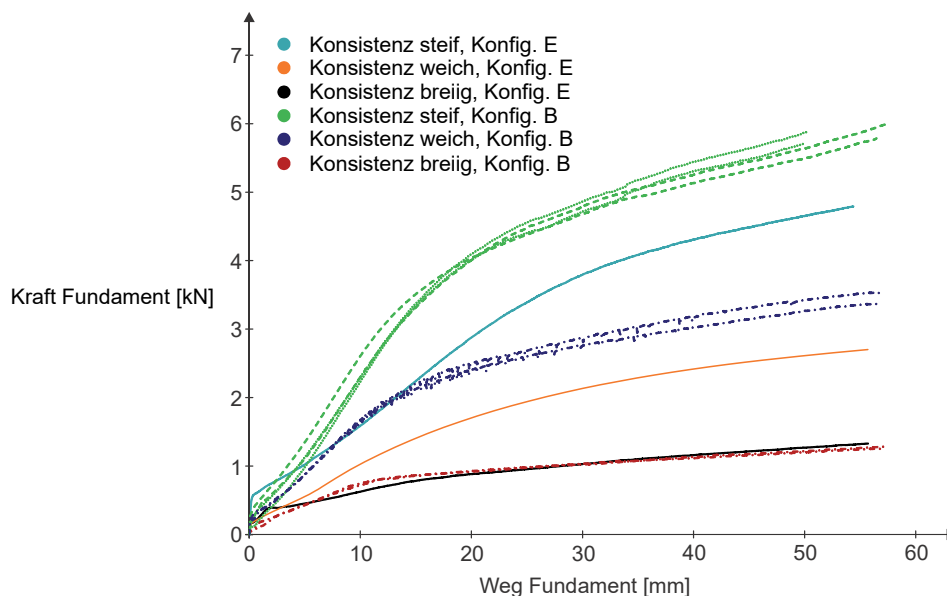
**Bild 3.43** Kraft-Fundamentsetzungsbeziehung in der Versuchskonfiguration E, Zustandsform des Kaolins, breiig, weich und steif

Bild 3.44 zeigt die Kraft-Fundamentsetzungsbeziehungen von vier Versuchen unterschiedlicher Zustandsformen bei zweiseitiger Belastung, d.h. mit gegenseitiger Beeinflussung durch ein zweites Fundament (Konfiguration B). Dabei gehören jeweils zwei dargestellte Kurven des gleichen Strichlierungstyps zu einem Versuch und stellen die am rechten und am linken Fundament gemessenen Kräfte dar. Die Kraft-Fundamentsetzungsbeziehungen zeigen qualitativ eine gute Übereinstimmung mit den vorgezeigten Beziehungen der Konfiguration E.



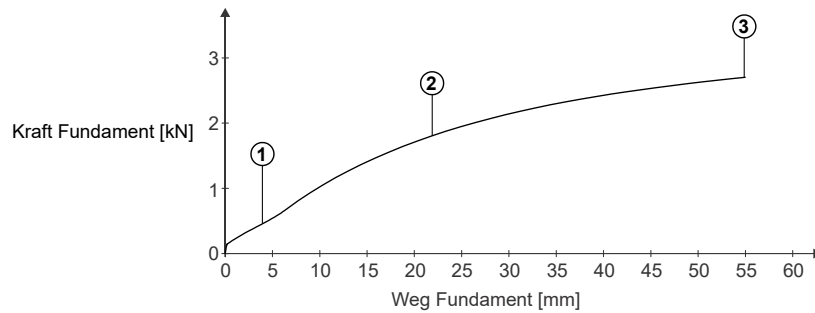
**Bild 3.44** Kraft-Fundamentsetzungsbeziehung in der Versuchskonfiguration B, Zustandsform des Kaolins, breiig, weich und steif

Für einen quantitativen Vergleich sind in Bild 3.45 die Kraft-Fundamentsetzungsbeziehungen der Versuchskonfigurationen E und B im direkten Vergleich dargestellt. Für die Konsistenz breiig kann keine Beeinflussung durch ein benachbartes Fundament festgestellt werden. Für die Zustandsformen weich und steif ist dagegen eine deutliche Zunahme der am Fundament gemessenen Kräfte bei Betrachtung zweier benachbarter Fundamente zu erkennen.



**Bild 3.45** Kraft-Fundamentsetzungsbeziehung in den Versuchskonfigurationen E und B, Zustandsform des Kaolins, breiig, weich und steif

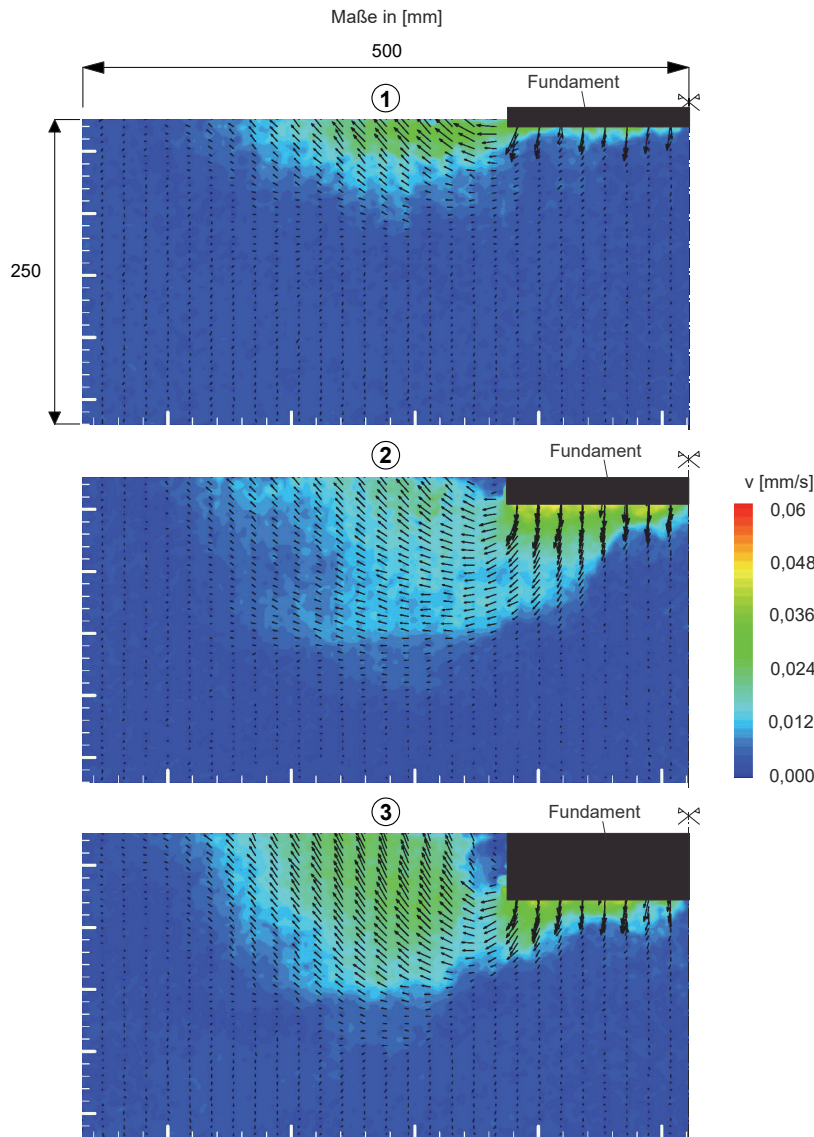
Zur Identifikation möglicher Scherbänder ist es notwendig die Modellversuche mit der PIV-Methode auszuwerten. Bild 3.46 zeigt die Kraft-Fundamentsetzungsbeziehung eines Versuchs mit einseitiger Belastung, das Kaolin weist die Zustandsform weich auf (Versuch KWE\_V). Darin markiert sind die Zeitpunkte der in Bild 3.47 und Bild 3.48 dargestellten PIV-Auswertungen.



**Bild 3.46** Kraft-Fundamentsetzungsbeziehung des Versuchs KWE\_V mit Markierung der dargestellten PIV-Auswertungsbilder

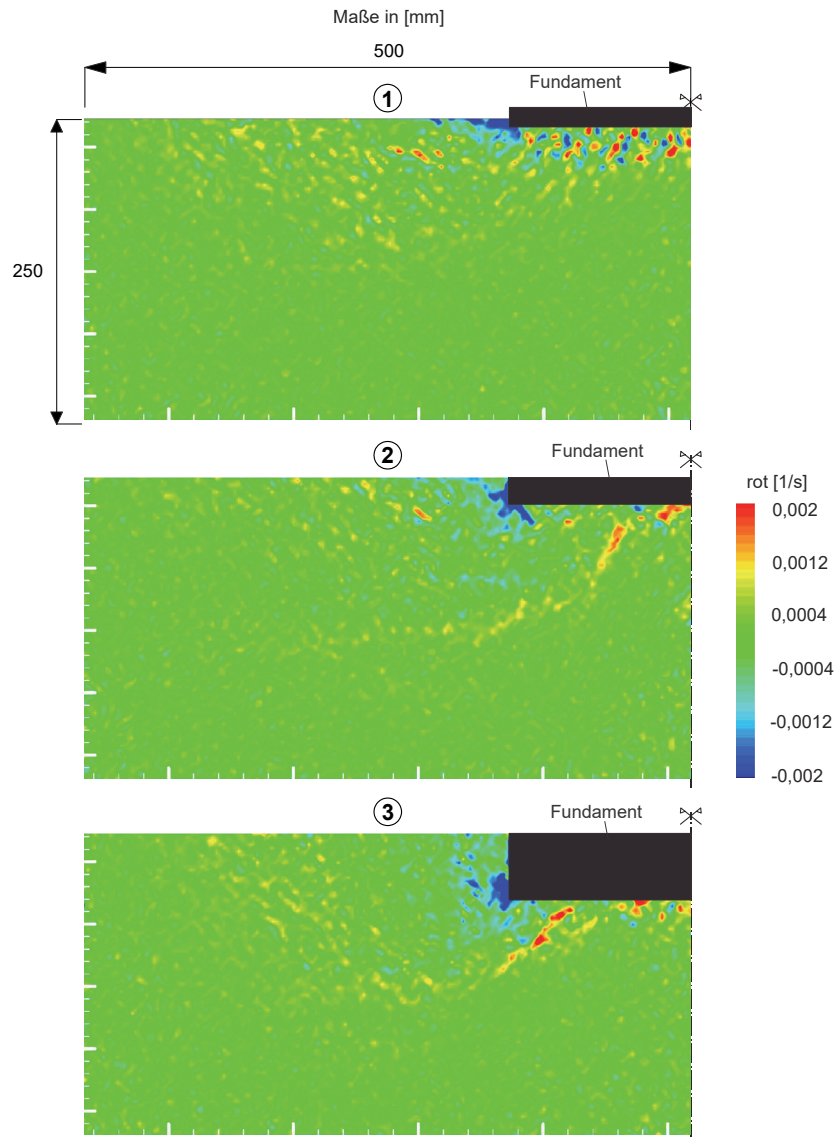
Bild 3.47 zeigt das Geschwindigkeitsfeld, zusätzlich werden in diesen Darstellungen noch die Geschwindigkeiten der einzelnen Interrogation Areas als Vektoren dargestellt. Diese sind in ihrer Darstellung abhängig von der Größe ihrer Geschwindigkeit. Dabei werden nur die Geschwindigkeitsvektoren jeder 6. bzw. 7. Interrogation Area in horizontaler Richtung (X-Richtung) und jeder 1. oder 2. Geschwindigkeitsvektor in vertikaler Richtung (Y-Richtung) dargestellt (X-Skip).





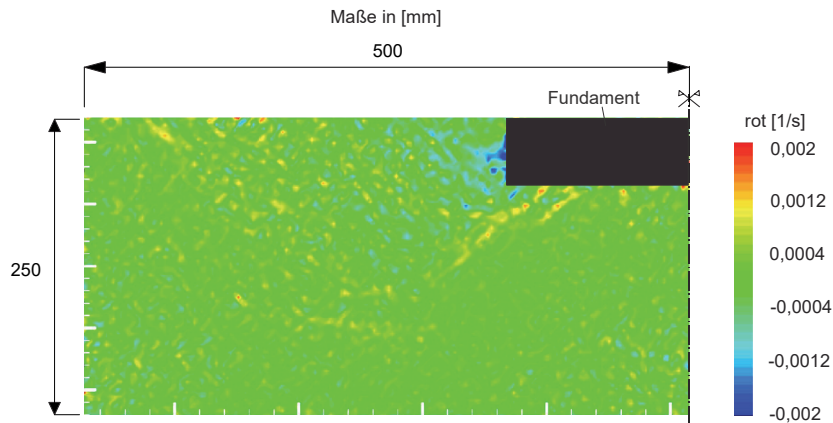
**Bild 3.47** Geschwindigkeitsfeld mit Vektordarstellung „X-Skip“ im Versuch KWE\_V (Konsistenz weich) zu den Zeitpunkten 1-3 (Bild 3.46)

Der sich in Bewegung befindliche Bodenbereich ist sehr gut zu erkennen. Die Geschwindigkeit ist über diesen Bereich relativ homogen verteilt und zeigt keine Hinweise auf einen vom restlichen Bodenbereich abgetrennten Versagenskörper. Diese Beobachtungen werden durch Bild 3.48 bestätigt. Auch durch die Darstellung der Rotation des Geschwindigkeitsvektorfeldes kann kein durchgängiges Scherband visualisiert werden. Auch für Kaolin in den Zustandsformen breiig und steif konnten keine Scherbänder durch die PIV-Auswertung identifiziert werden.



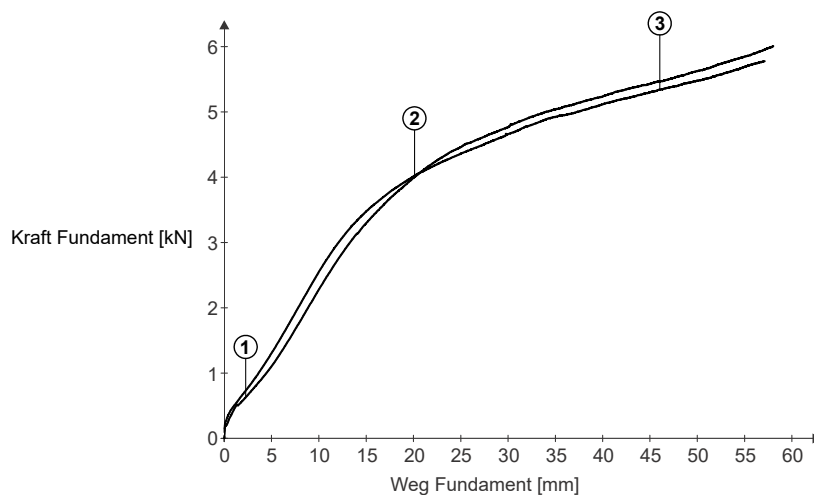
**Bild 3.48** Inkrementelle Rotation des Geschwindigkeitsvektorfeldes im Versuch KWE\_V (Konsistenz weich) zu den Zeitpunkten 1-3 (Bild 3.46)

Bild 3.49 zeigt die Rotation des Geschwindigkeitsvektorfeldes in einem Versuch der Zustandsform steif (Versuch KSE\_V) am Ende der Versuchsdurchführung. Auch in dieser Zustandsform des Kaolins ist keine Scherbandentwicklung identifizierbar.

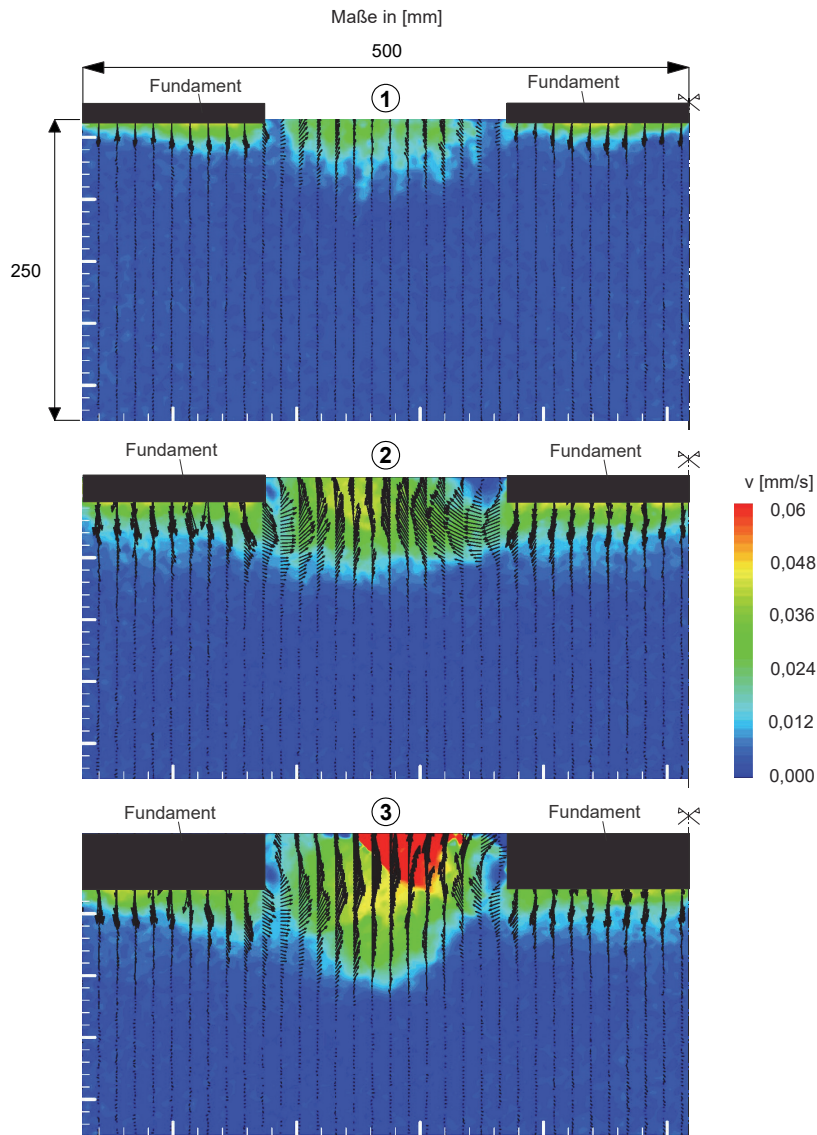


**Bild 3.49** Inkrementelle Rotation des Geschwindigkeitsvektorfeldes im Versuch KSE\_V (Konsistenz steif) bei Versuchsende

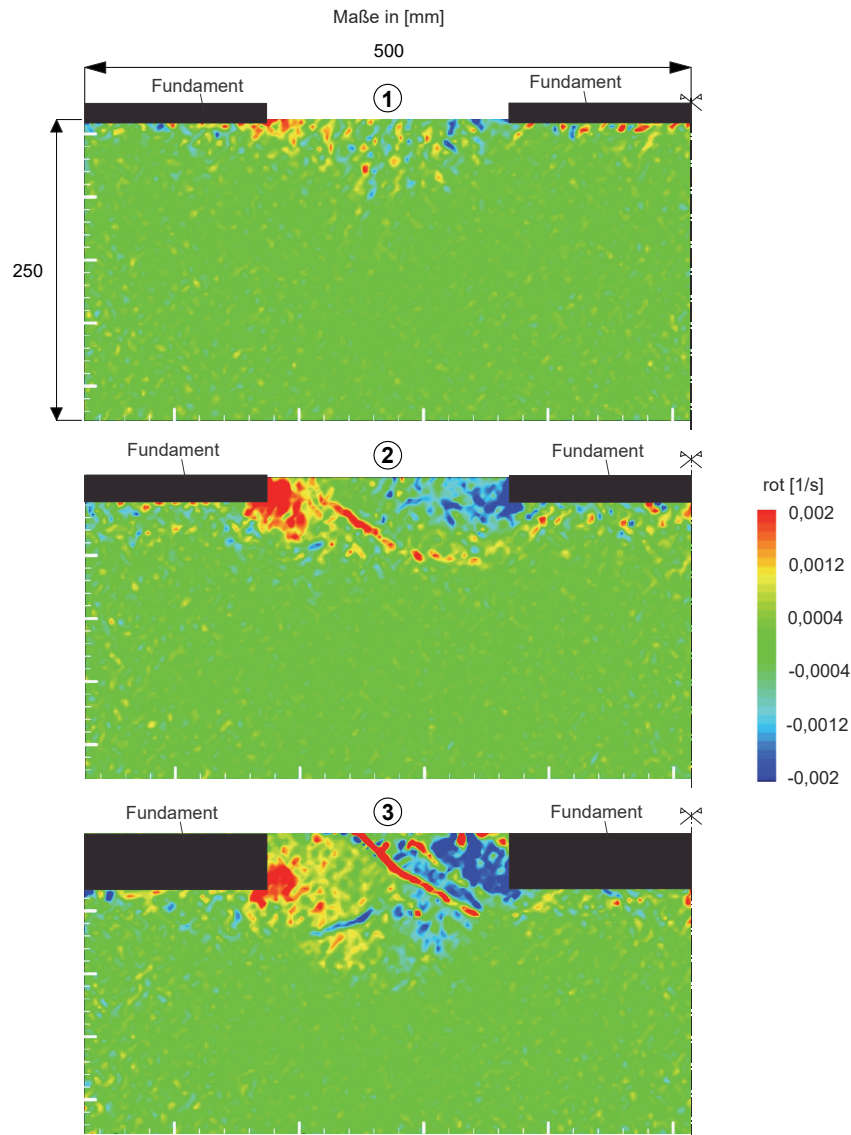
Die Versuche mit beidseitiger Belastung (Konfiguration B) zeigten analoge Ergebnisse. Bild 3.51 und Bild 3.52 zeigen PIV-Auswertungen eines Versuchs mit beidseitiger Belastung mit Kaolin in der Zustandsform steif zu den in Bild 3.50 dargestellten Zeitpunkten. In Bild 3.52 sind diffuse Scherbandentwicklungen zu erkennen, jedoch bildet sich kein durchgängiges Scherband, welches einen Versagenskörper klar abgrenzt aus.



**Bild 3.50** Kraft-Fundamentsetzungsbeziehung des Versuchs KSB\_III (Konsistenz steif) mit Markierung der dargestellten PIV-Auswertungsbilder



**Bild 3.51** Geschwindigkeitsfeld mit Vektordarstellung „X-Skip“ im Versuch KSB\_III (Konsistenz steif) zu den Zeitpunkten 1-3 (Bild 3.50)



**Bild 3.52** Inkrementelle Rotation des Geschwindigkeitsvektorfeldes im Versuch KSB\_III (Konsistenz steif) zu den Zeitpunkten 1-3 (Bild 3.50)

### 3.5.2 Baugrubenversuche

Die Baugrubenversuche wurden hauptsächlich mit dem Versuchsmaterial Kaolin ausgeführt. Zu Vergleichszwecken wurden auch Versuche mit Glasperlen als Versuchsmaterial ausgeführt. Handelt es sich um Aussagen zu den Versuchen mit Glasperlen als Versuchsmaterial, ist dies explizit erwähnt. Die PIV-Auswertung der Baugrubenversuche beginnt mit der Entlastung der innerhalb der Baugrube gelegenen Stahlplatte, womit der Aushub simuliert wird. Die Lastaufbringung auf den außerhalb der Baugrube gelegenen Bodenkörper wird nicht dokumentiert. Bei der Lastaufbringung ergaben sich in Höhe der Unterkante der Verbauwand in jedem Versuch Setzungen von

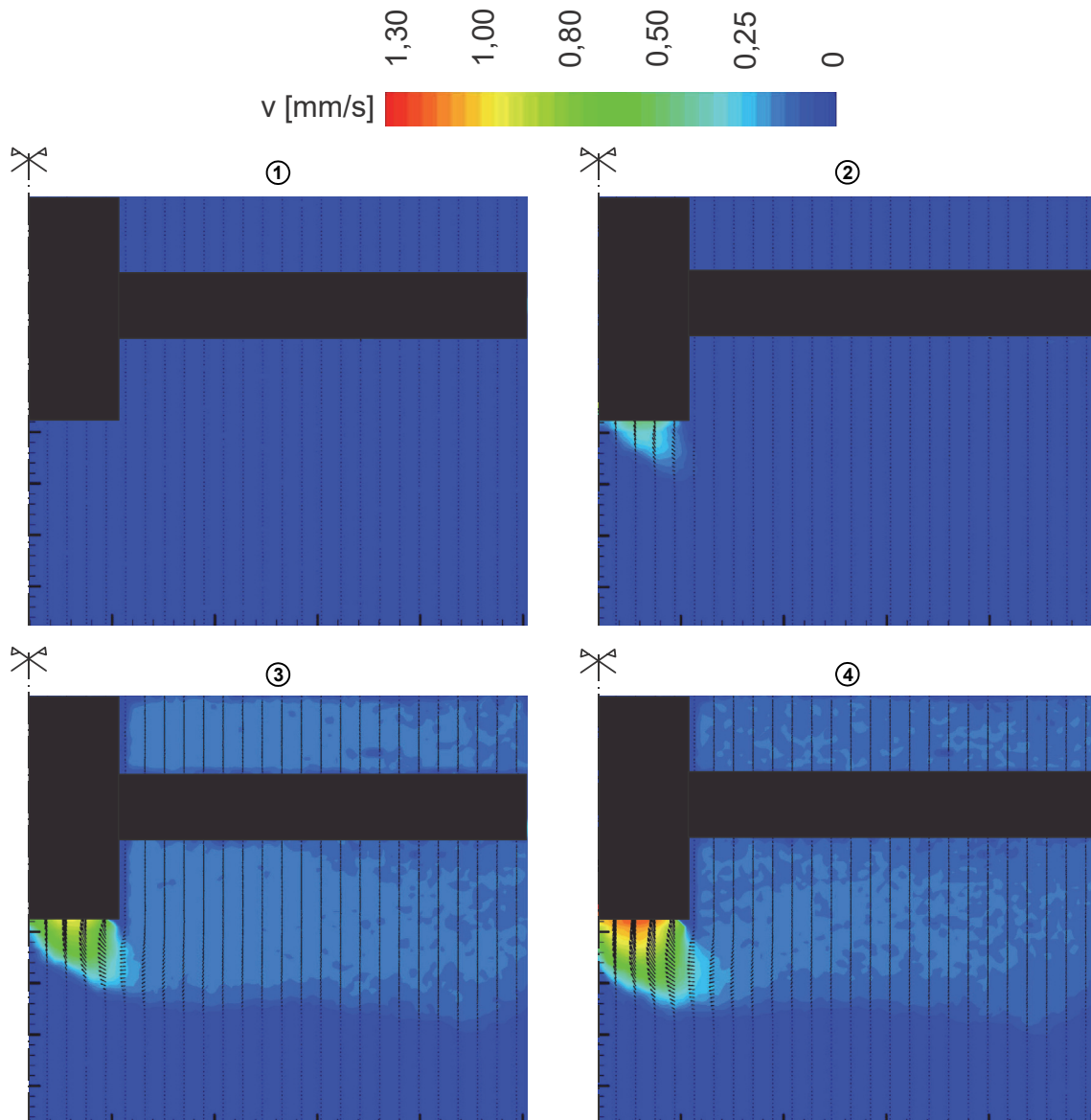
rund 5 mm an den Rändern des Bodenkörpus. Zur Mitte hin nehmen diese Setzungen auf rund 6-7 mm zu, was mit der Reibung an der Verbauwand und der Seitenwand des Versuchskasten erklärt werden kann.

Die Bilder 3.53 bis 3.56 dokumentieren den Versuchsablauf eines Versuchs mit steifer Zustandsform (KSBg\_I), in welchem keine Einbindung der Verbauwand in den Boden vorhanden ist und sich somit die Baugrubensohle auf der gleichen Höhe wie die Unterkante der Sandschicht als auch die Unterkante der Verbauwand befindet. Die geschwärzten Regionen der Bilder verdecken die Bereiche, die nicht in der Auswertungsebene liegen. Das ist zum einen das zur Reduktion der Verformung der Glasscheibe angebrachte U-Profil, zum anderen die Baugrube, in welcher kein Versuchsmaterial an der Glasscheibe ansteht.

Die Bilder 3.53 und 3.54 zeigen die Auswertungsebene im X-Skip bei einer auf den Bodenkörpus neben der Baugrube aufgebrachten Kraft von 10 kN, dies entspricht einer Spannung von 100 kN/m<sup>2</sup>. Die PIV-Auswertung startet zum Zeitpunkt der Entlastung der Baugrubensohle und wertet die Verschiebungen sekundlich ( $\Delta t = 1$  Sekunde) aus. Deutlich zu erkennen ist, dass eine Fließbewegung in die Baugrube einsetzt, wobei der Bodenkörper neben der Baugrube sich nahezu uniform vertikal nach unten bewegt. Der Bodenbereich, der in die Baugrube eindringt, grenzt sich erst auf Höhe der Unterkante der Baugrube vom restlichen sich in Bewegung befindenden Bodenbereichs ab (Bild 3.54, Zeitpunkt 6). Es kommt somit zu einem lokalen Versagen. Die Verteilung der Geschwindigkeit innerhalb dieses in die Baugrube eindringenden Bodenbereichs nimmt von der äußeren Begrenzung zur Mitte hin zu. Unterhalb der Baugrubensohle kommt es zu einer deutlichen Erhöhung der Geschwindigkeit und der Ausbildung eines Keils, ähnlich wie in den Grundbruchversuchen der Konfiguration B.

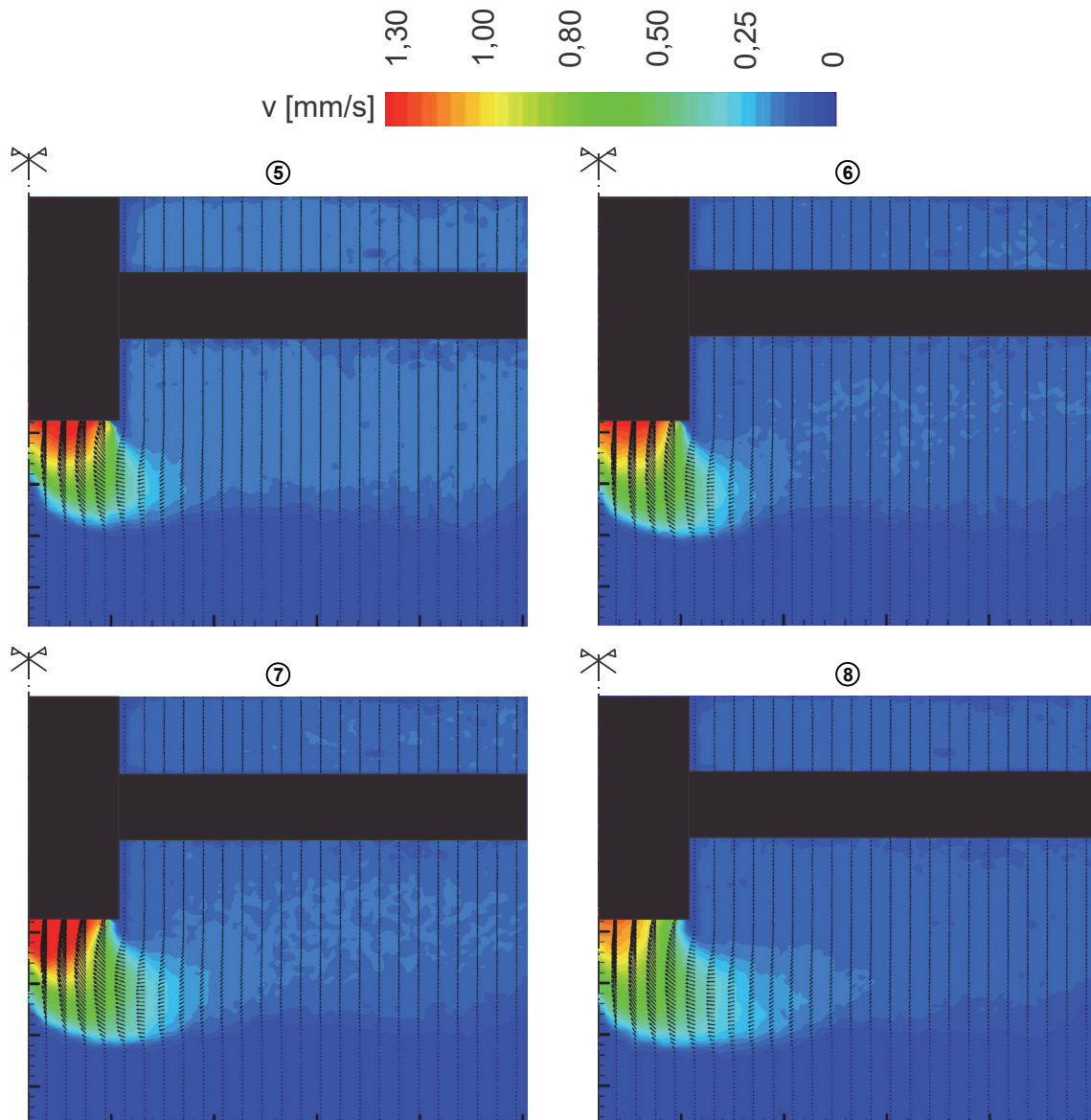
Abweichend zu den vorhergehend beschriebenen Grundbruchversuchen konnte durch die Darstellung der inkrementellen Rotation des Geschwindigkeitsvektorfeldes die Ausbildung eines Scherbandes identifiziert werden. Bild 3.55 und Bild 3.56 zeigen die Entwicklung dieses Scherbandes im Versuch KSBg\_I.





**Bild 3.53** Verteilung der Geschwindigkeit mit Vektordarstellung „X-Skip“ im Versuch KSBg\_I (Konsistenz steif) (1)

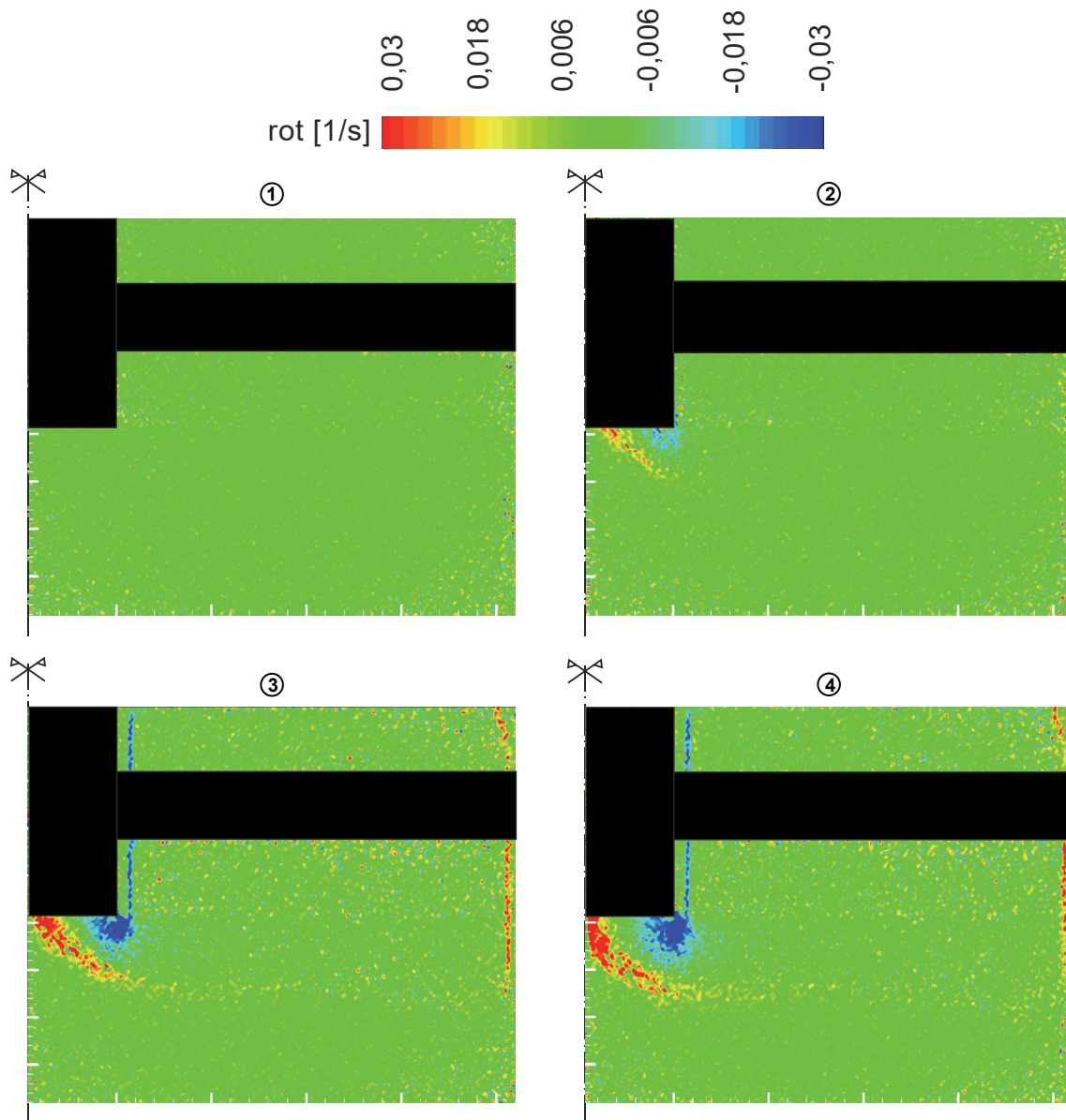
In Bild 3.55 ist die beginnende Ausbildung des Scherbandes ab dem Zeitpunkt 2 ausgehend von der Baugrubensohle ersichtlich. Zum Zeitpunkt 3 ist darüber hinaus auch die Scherung sowohl an der Verbauwand als auch an der Versuchskastenseitenwandung deutlich erkennbar. Das Scherband bildet sich im weiteren Versuchsverlauf immer weiter aus, bis es zum Zeitpunkt 6/7 (Bild 3.56) seine größte Ausdehnung mit dem Kontakt zum uniform abrutschenden Bodenkörper seitlich der Verbauwand erreicht. In der Form erinnert das auftretende Scherband an die theoretische Grundbruchfigur nach Prandtl (1920).



**Bild 3.54** Verteilung der Geschwindigkeit mit Vektordarstellung „X-Skip“ im Versuch KSBg\_I (Konsistenz steif) (2)

Bild 3.57 zeigt den Zeitpunkt 6 des Versuchs KSBg\_I nochmals in Vergrößerung. Dabei ist die Auswertung an der Symmetrieachse gespiegelt dargestellt. In die Auswertung ist die sich in Abhängigkeit der Baugrubenbreite ergebende Grundbruchfigur nach Prandtl (1920) schwarz strichliert eingezeichnet. Weiß strichliert ist die an das identifizierte Scherband angepasste Grundbruchfigur dargestellt. Die Übereinstimmung mit der sich aus der Theorie ergebenden Grundbruchfigur ist bei einer Abweichung der Größe von rund 14% sehr gut. Das Auftreten eines vergleichbaren Scherbandes konnte auch bei der Zustandsform breiig des Versuchsbodens nachgewiesen werden und lässt darauf schließen, dass dies ebenfalls für die Zustandsform weich zutrifft.

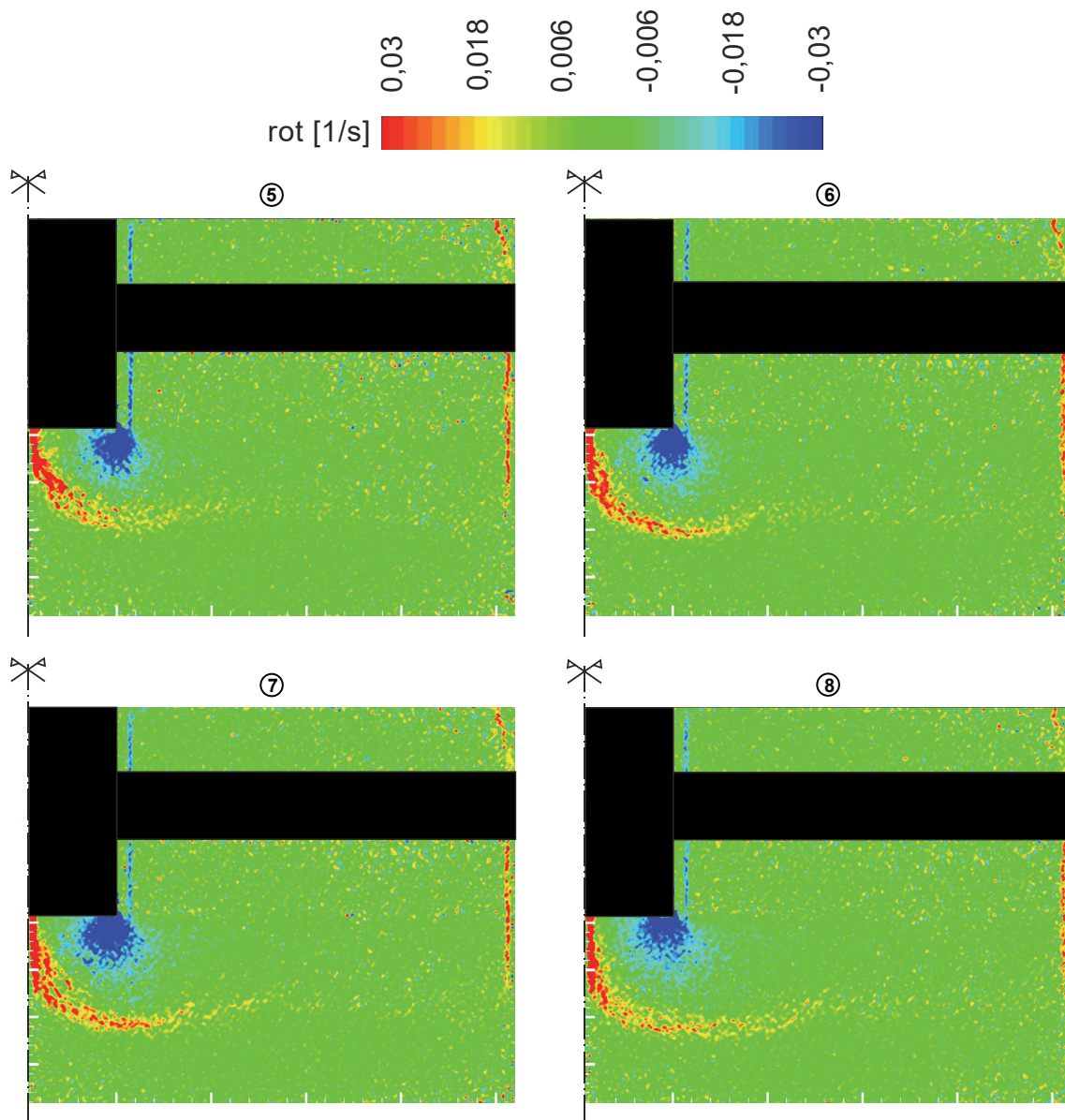




**Bild 3.55** Inkrementelle Rotation des Vektorfeldes im Versuch KSBg\_I (Konsistenz steif) (1)

Bild 3.58 zeigt einen Vergleich der Größe der ermittelten Versagensfiguren für die Versuche ohne Einbindung der Verbauwand mit der Figur nach Prandtl (1920) gemäß DIN 4017 für  $\varphi_u = 0$ . Bei den Versuchen mit Einbindung ist die gesamte Einbindung der Verbauwand im Kaolin, d.h. der Schichtwechsel zwischen Kaolin und Sand ist auf Höhe der Baugrubensohle, jedoch nicht auf der gleichen Höhe, wie die Unterkante der Verbauwand, wo ein lokales Versagen beobachtet wurde. Die Versuche mit Einbindung der Verbauwand in den Boden weisen vergleichbare Ergebnisse mit denen ohne Einbindung der Verbauwand auf. Somit kann auch der Schichtwechsel nichtbindig-bindig als Ursache für das lokale Versagen ausgeschlossen werden. Bild 3.60 zeigt die Identifikation des Scherbandes im Versuch KSBg\_VI (Zustandsform steif). Die

aufgebrachte Auflast vor der Aushubsimulation betrug 15 kN, das entspricht einer Spannung von 150 kN/m<sup>2</sup>. Auch hier ergab sich eine gute Übereinstimmung mit der theoretischen Grundbruchfigur bei einer Größenabweichung von rund 7 %. Die weiteren PIV-Auswertungen zur Identifikation der Versagenskörper der Baugrubenversuche sind im Anhang zusammengestellt. Bild 3.59 zeigt einen Vergleich der Größe der ermittelten Versagensfiguren für die Versuche mit Einbindung der Verbauwand und den Vergleich mit der Prandtl Figur gemäß DIN 4017 für  $\varphi_u = 0$ .

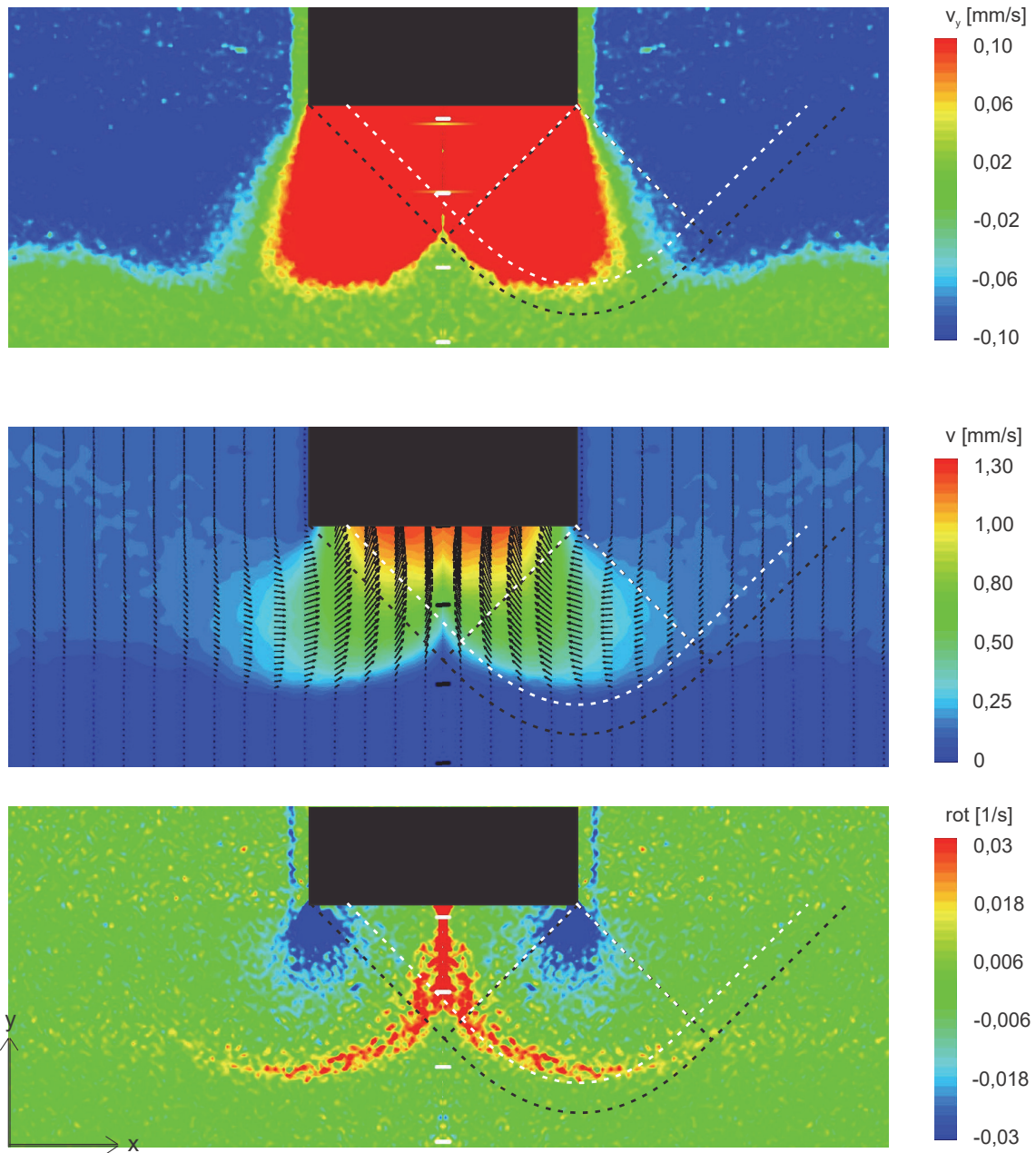


**Bild 3.56** Inkrementelle Rotation des Vektorfeldes im Versuch KSBg\_I (Konsistenz steif) (2)

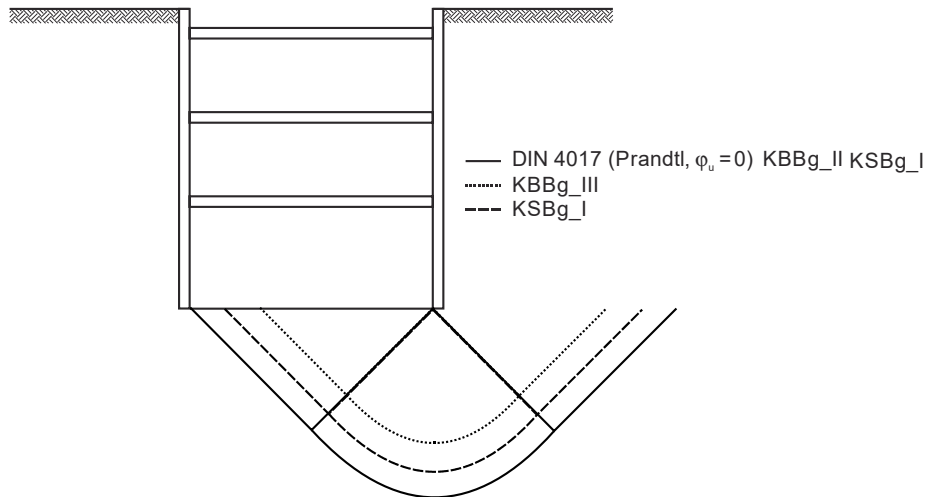
Bild 3.61 zeigt die Geschwindigkeitsverteilung rund zwei Sekunden nach Beginn der Aushubsimulation im Versuch GBg\_III. Dieser Versuch wurde mit Glasperlengranulat

als nichtbindiges Ersatzmaterial mit einer sehr dichten Lagerung durchgeführt. Die an der Belastungsplatte gemessene Auflast bei Entlastung innerhalb der Baugrube betrug 30 kN, was einer Spannung von 300 kN/m<sup>2</sup> entspricht. In die Auswertung ist die Grundbruchfigur nach Prandtl (1920) für die identifizierte Breite des Versagenskörpers und den experimentell ermittelten Winkel der inneren Reibung  $\varphi' = 26^\circ$  sowie die Begrenzung des sich hinter der Verbauwand in Bewegung befindlichen Bodenbereichs schwarz strichliert eingezeichnet. Der sich ergebende Versagenskörper entspricht sehr gut der theoretischen Grundbruchfigur nach Prandtl (1920). An die Grundbruchfigur schließt sich ein Gleitkeil, welcher dem aktiven Erddruckkeil entspricht, an. Dieser zusammengesetzte Versagenskörper entspricht somit der Phänomenologie des Versagenskörpers nach Weißenbach (1977). Die Identifikation einer Scherfuge über die Rotation des Geschwindigkeitsvektorfeldes oder die Scherdehnung war nicht möglich. Generell zeigten die Versuche mit Glasperlengranulat ein starkes „Rauschen“ bei den PIV-Auswertungen, was durch einen im Vergleich zu Sand sehr hohen Reflexionsgrad zustande kommt.

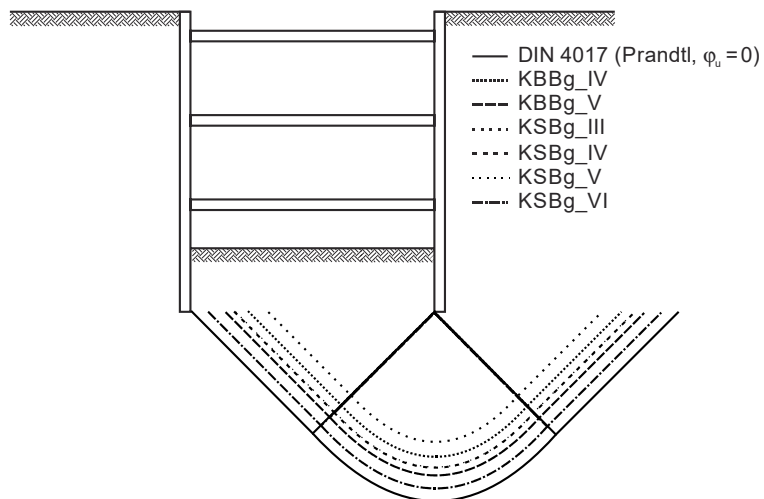
Die Übereinstimmung des Versagenskörpers nach Weißenbach (1977) mit dem identifizierten Versagenskörper ist sehr hoch und zeigt deutlich, dass bei nichtbindigem Material die kinematische Kette an der Geländeoberfläche beginnt, es sich also nicht wie bei bindigem Material um ein lokales Versagen handelt. Der Bruch trat bei den Versuchen mit nichtbindigem Versuchsmaterial weitaus schneller als bei den Versuchen mit bindigem Material und ohne größere Bodenbewegung vor Versagenseintritt ein. Das Versagen findet anders als bei bindigem Material also nahezu ohne Vorankündigung statt.



**Bild 3.57** Skalierung der Grundbruchfigur nach Prandtl (1920) auf das identifizierte Scherband im Versuch KSBg\_I (weiß strichliert) und Vergleich mit der theoretischen Grundbruchfigur nach Prandtl (1920) (schwarz strichliert), oben: Vertikalgeschwindigkeit, Mitte: Betrag der Geschwindigkeit, unten: Rotation des Geschwindigkeitsvektorfeldes

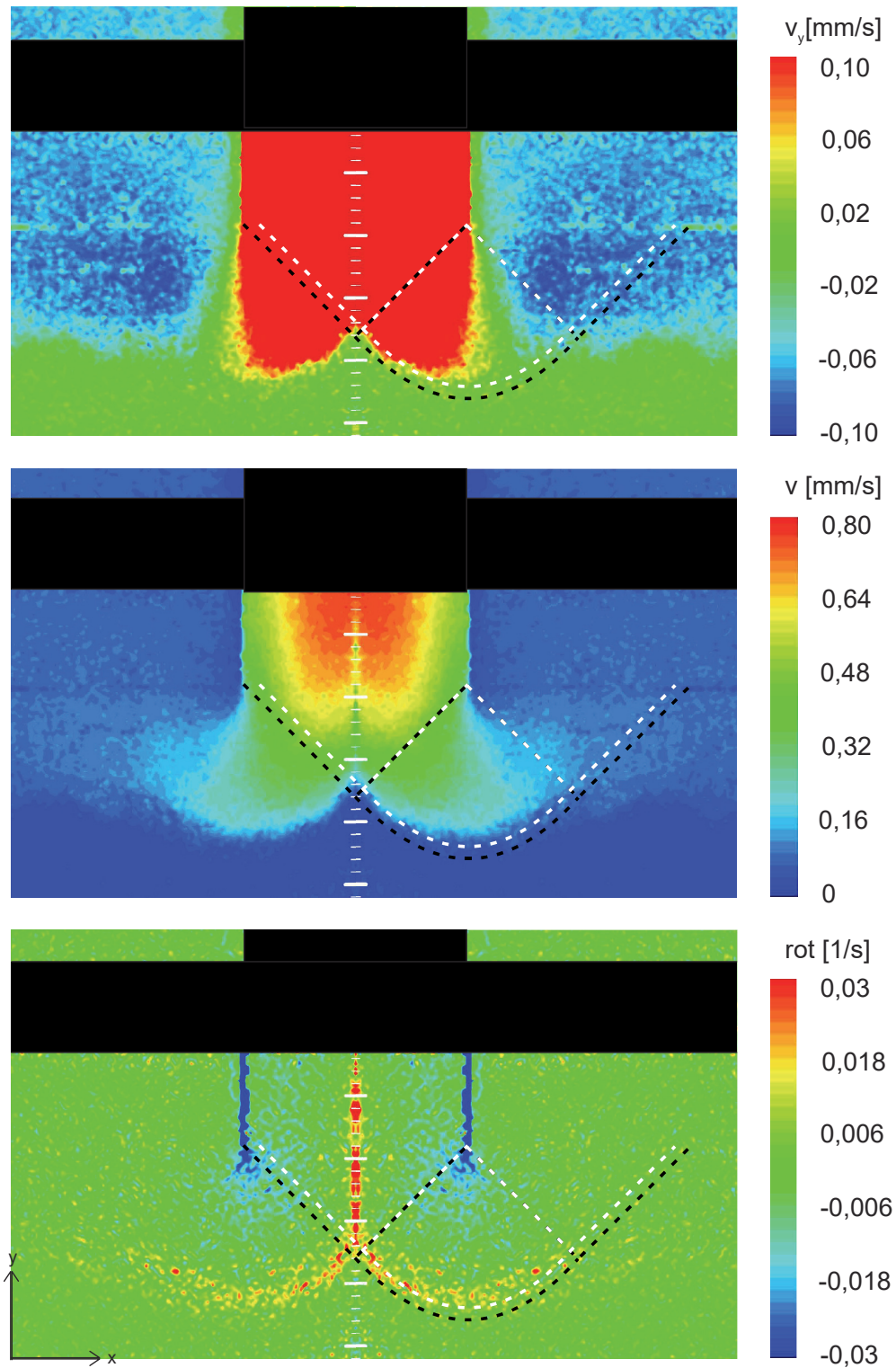


**Bild 3.58** Vergleich der ermittelten Versagenskörper mit der Grundbruchfigur nach Prandtl (1920) für die Versuche mit bindigem Versuchsmaterial ohne Einbindung der Verbauwand

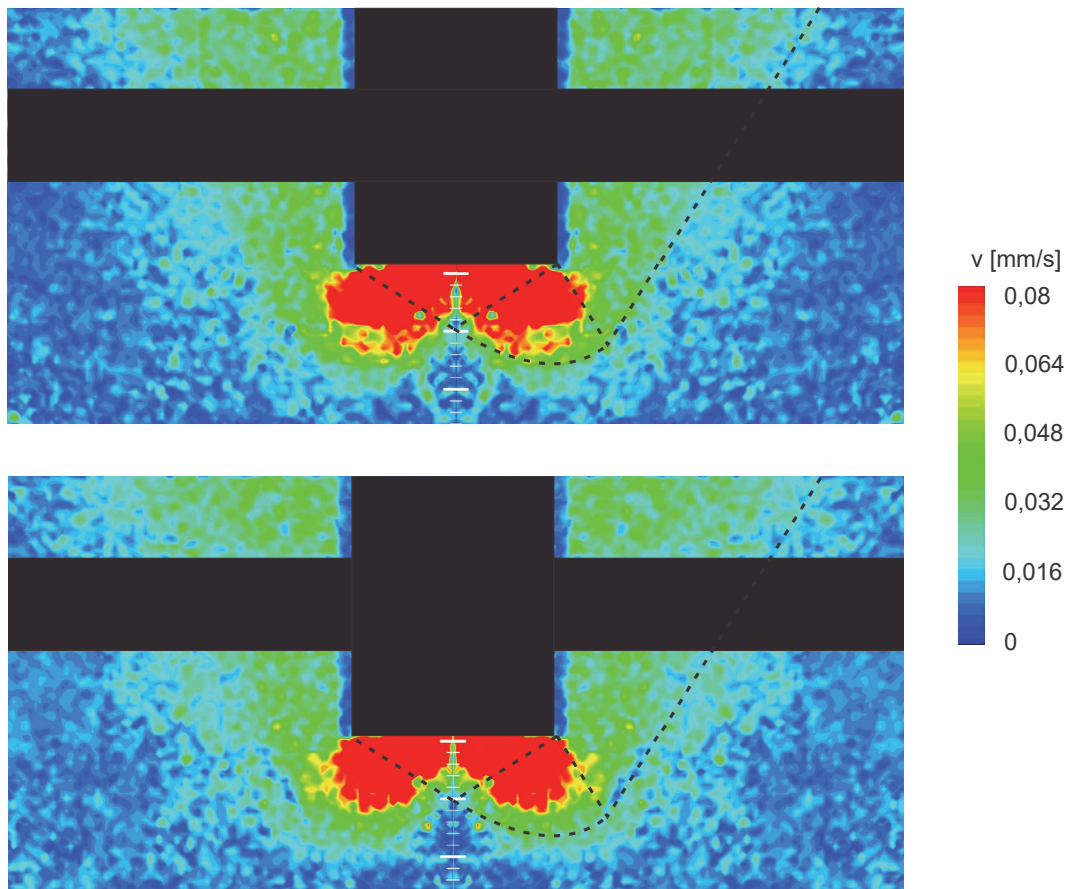


**Bild 3.59** Vergleich der ermittelten Versagenskörper mit der Grundbruchfigur nach Prandtl (1920) für die Versuche mit bindigem Versuchsmaterial mit Einbindung der Verbauwand





**Bild 3.60** Skalierung der Grundbruchfigur nach Prandtl (1920) auf das identifizierte Scherband im Versuch KSBg\_VI (weiß strichliert) und Vergleich mit der theoretischen Grundbruchfigur nach Prandtl (1920) (schwarz strichliert), oben: Vertikalgeschwindigkeit, Mitte: Betrag der Geschwindigkeit, unten: Rotation des Geschwindigkeitsvektorfeldes



**Bild 3.61** Vergleich des sich in Bewegung befindlichen Bodenbereichs mit dem Versagenskörper nach Weißenbach (1977) bei nichtbindigem Versuchsmaterial im Versuch GBg\_III

### 3.5.3 Zusammenfassung und Interpretation der Ergebnisse der experimentellen Versuche

- Grundbruchversuche:
  - Die Versuchsergebnisse sind reproduzierbar. Damit ist die Versuchsanordnung grundsätzlich für die durchgeführten Untersuchungen geeignet.
  - Der Wassergehalt hat sehr großen Einfluss auf die am Fundament gemessenen Kräfte. Bei steigendem Wassergehalt nehmen die gemessenen Kräfte ab.
  - Eine Beeinflussung der Fundamente untereinander ist bei beidseitiger Belastung an den Kraft-Fundamentsetzungsbeziehungen quantifizierbar. Diese Beeinflussung ist hinsichtlich der vom Fundament abtragbaren

Kraft als positiv und somit bei Vernachlässigung der Interaktion als auf der sicheren Seite liegend zu betrachten.

- In der Versuchskonfiguration E sind bei allen untersuchten Konsistenzen trotz großer Verformungen keine Lokalisierungen aufgetreten, die bis an die Geländeoberkante reichen und somit auf einen Starrkörperbruchmechanismus hindeuten würden. Es ist nicht möglich, Gleichgewichtsbedingungen an einem starren Versagenskörper aufzustellen. Das Bodenverhalten entspricht somit nicht dem des in der Grundbruchtheorie vorausgesetzten Bodenverhaltens. D.h. für starre Fundamente ist die Grundbruchtheorie für den plastischen Bereich für das Versuchsmaterial nicht anwendbar.
  
- Baugrubenversuche:
  - Der Wassergehalt hat keinen identifizierbaren Einfluss auf die Versagensform des verwendeten Kaolins.
  - Der bindige Versuchsboden zeigt deutlich ein Fließverhalten in die Baugrube hinein. Mit zunehmendem Fließweg bildet sich sukzessive ein Scherband und damit ein Versagenskörper aus. Es handelt sich nicht um ein schlagartiges Versagen. Das Fließverhalten des Bodens kündigt das Versagen deutlich an.
  - Der entstehende Versagenskörper entwickelt sich von der Baugrubensohle ausgehend und weist damit auf einen „Entlastungsbruch“ hin. Der Versagenskörper zeigt eine gute Übereinstimmung mit der theoretischen Grundbruchfigur nach Prandtl (1920) für einen Reibungswinkel von  $\varphi_u = 0$ , die auch in der DIN 4017 enthalten ist. Die kinematische Kette weist dabei einen lokal begrenzten Mechanismus entsprechend dem theoretischen Model nach Bjerrum und Eide (1956) (vgl. Kap. 2.3) auf. Besonders die Entwicklung des von der Baugrubensohle ausgehenden Scherbandes stützt dabei die These von Bjerrum und Eide (1956), dass die Baugrube als tiefreichendes Fundament abstrahiert werden kann, welches bis zum Bruch entlastet wird. Die Entwicklungsrichtung des Scherbandes schließt dabei eine Gewölbebildung sich gegeneinander verschiebender Bruchkörper aus, analog zum Grundbruch eines Einzelfundamentes.
  - Das nichtbindige Versuchsmaterial zeigte ein Bruchverhalten ohne Vorankündigung. Dabei bildet sich eine kinematische Kette bis zur Geländeoberfläche mit guter Übereinstimmung des Versagensmechanismus nach Terzaghi (1943) bzw. Weißenbach (1977) aus, welcher auch in der EAB (DGGT 2012) enthalten ist (vgl. Kap.2.3).



## 4 Numerische Baugrubensimulation mit isolierter Betrachtung des Aufbruchs der Baugrubensohle

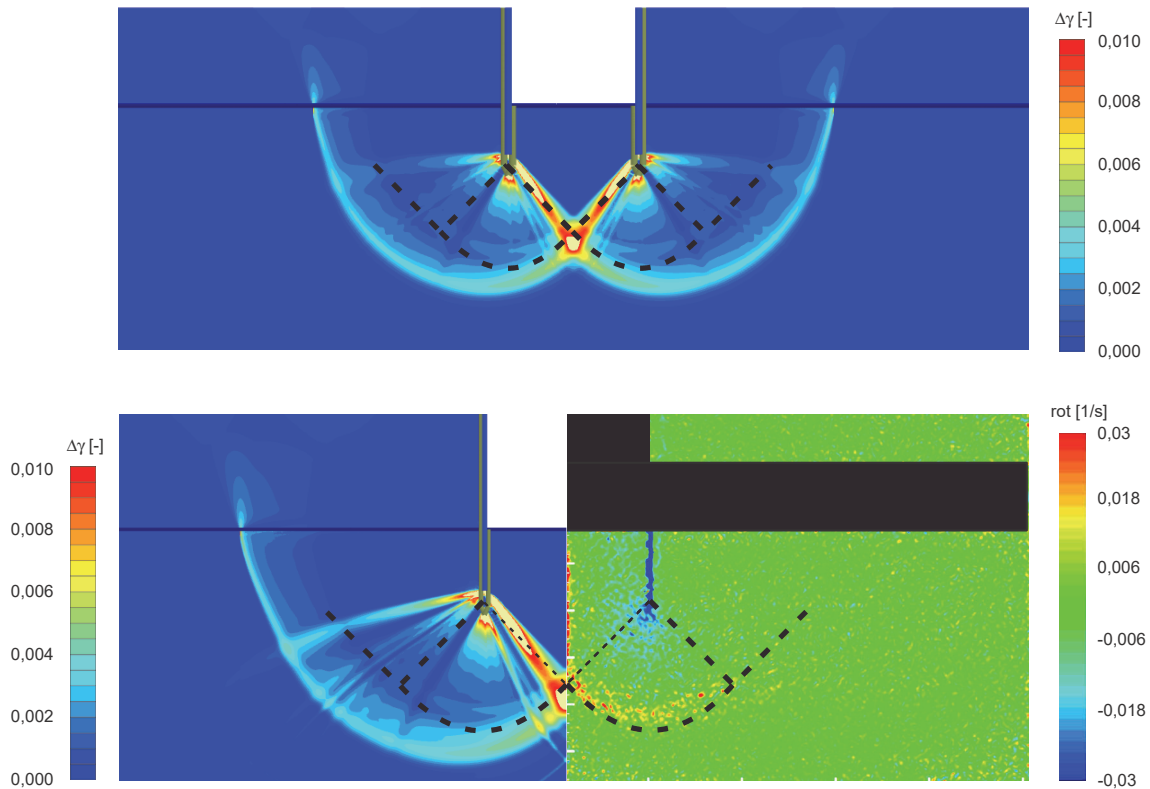
### 4.1 Parameterstudie

Anhand von numerischen zweidimensionalen Studien an Baugruben unter Variation der Baugrubenbreite  $B$ , der Baugrubentiefe  $H$  sowie der Einbindelänge der Verbauwand  $t_g$  wurden die Sicherheitszahlen  $\eta$  gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle mit der sogenannten  $\phi$ -c-Reduktion mit dem Finite-Element-Programm Plaxis 2D, Version 2017.01 ermittelt und den analytisch ermittelten Sicherheitszahlen nach den Verfahren von Bjerrum und Eide (1956) sowie Weißenbach (1977) gegenübergestellt. Zur Überprüfung der Anwendbarkeit der  $\phi$ -c-Reduktion wurden die Baugrubenversuche numerisch nachvollzogen. Dabei wurde statt einer Lastaufbringung neben der Baugrube die  $\phi$ -c-Reduktion eingesetzt, um eine Versagensfigur zu erzeugen. Die Baugrube wurde in den numerischen Berechnungen sowohl mit nur einer Symmetriehälfte, wie auch in den Modellversuchen, als auch ohne Ausnutzung der Symmetrie diskretisiert. Das Materialverhalten des Versuchbodens wurde mit dem Stoffmodell nach Mohr-Coulomb abgebildet. Die verwendeten Materialparameter sind in Tab. 4.1 zusammengefasst und orientieren sich an Gutberlet (2008), Bauer (2016) und Steitz (2019).

**Tab. 4-1** Materialparameter für die Nachrechnung der Modellversuche

Bodenbezeichnung	Wichte	Elastizitätsmodul	Querdehnzahl	undrännierte Kohäsion	Reibungswinkel	Dilatanzwinkel
	$\gamma_r$	$E$	$\nu$	$c_u$	$\phi'$	$\psi$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]
Darmstädter Sand	19	10.000	0,25	-	35	3
Kaolin	18	180	0,4	2	-	0

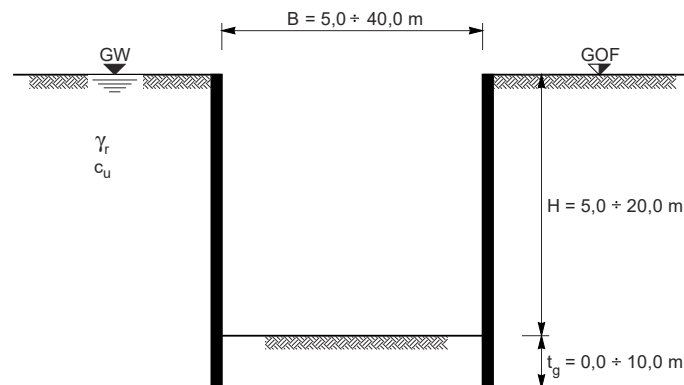
Bild 4.1 zeigt die Visualisierung der Versagenskörper und einen Vergleich der ermittelten Versagenskörper der numerischen Berechnungen mit einem experimentell bestimmten Versagenskörper mit Kaolin (Konsistenz steif). Die Visualisierung der numerisch ermittelten Versagenskörper erfolgt dabei mit der Darstellung der Scherdehnung. Die Visualisierung des experimentell ermittelten Versagenskörper, wie in Kap. 3 beschrieben, wird durch Darstellung der inkrementellen Rotation des Geschwindigkeitsvektorfeldes visualisiert. Der in Bild 4.1 oben dargestellte Versagenskörper wurde ohne Ausnutzung der Symmetrie der Baugrube ermittelt und ist deckungsgleich mit dem unter Ausnutzung der Baugrubensymmetrie numerisch ermittelten Versagenskörper unten links. Der numerisch bestimmte Versagenskörper reicht wie der experimentell ermittelte Versagenskörper nicht bis zur Geländeoberfläche und zeigt somit ein lokales Versagen, wie es auch von Bjerrum und Eide (1956) angenommen wird. Die Abweichung der Größe zwischen numerisch und experimentell bestimmtem Versagenskörper ist auf die Reibung an der Glasscheibe zurückzuführen und wurde beispielsweise auch in Bachmann (2009) beobachtet. In Bild 4.1 ist schwarz strichliert die theoretische Grundbruchfigur nach Prandtl (1920) eingetragen.



**Bild 4.1** Visualisierung der Versagenskörper und Vergleich der Versagenskörper numerischer Berechnungen, oben und links und unten rechts mit einem experimentell bestimmten Versagenskörper mit Kaolin

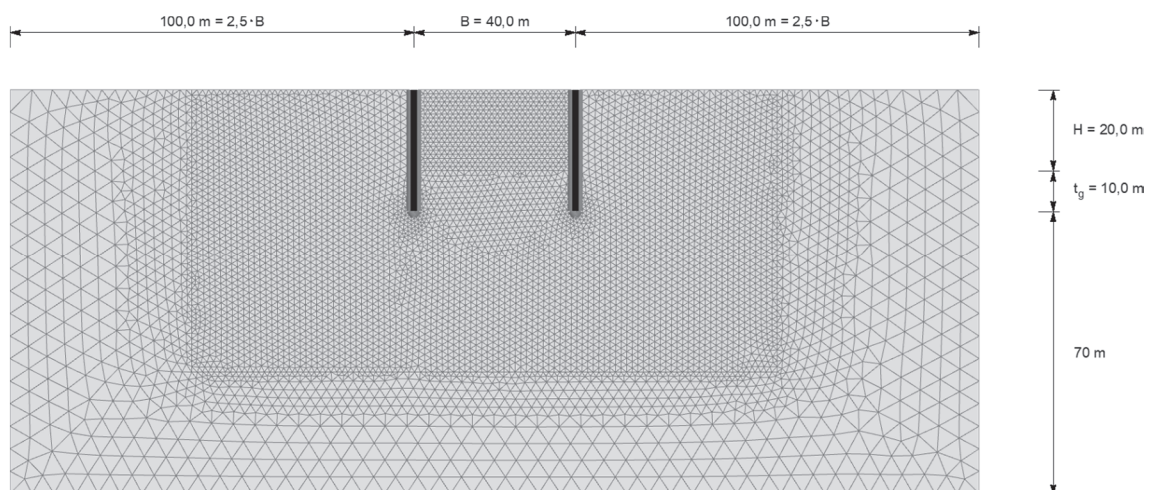
Die numerischen Berechnungen der Parameterstudie erfolgten nicht unter Zuhilfenahme der Symmetrie, d.h. es wurde die gesamte Baugrube abgebildet. Der Ansatz nach Bjerrum und Eide (1956) wurde bei diesem Vergleich abweichend zur Originalformel nach den Ansätzen des Norwegian Geotechnical Institute (NGI) um einen Widerstandsanteil, bestehend aus den entlang des Baugrubenverbaus innerhalb der Baugrube aktivierten Kohäsionskräften erweitert (siehe auch Karlsrud und Andresen 2008). Bild 4.2 zeigt das verwendete Baugrubenmodell sowie die Bandbreite der Variation der Geometrie. Bei Berechnungen mit  $t_g > 0$  entsprach das Verhältnis  $t_g/H = 0,5$ . Bild 4.3 zeigt den Berechnungsausschnitt und die Diskretisierung für das größte berechnete Baugrubenmodell mit einer Breite von  $B = 40$  m, einer Tiefe von  $H = 20$  m und einer Einbindelänge von  $t_g = 10$  m. Die Größe des Berechnungsausschnittes orientiert sich dabei an den Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik (DGGT 2014). Moormann (2015) und Möller (2015) empfehlen ähnliche Abmessungen des Berechnungsausschnittes. Die in den vorgenannten Quellen angegebenen Werte für die Größe des Berechnungsausschnittes wurden für jede berechnete Baugrubengeometrie eingehalten, so dass der Diskretisierungsgrad bei jeder Berechnung annähernd gleich war. Vorab wurden in den gegebenen Grenzen für den Berechnungsausschnitt Variationsrechnungen durchgeführt, um einen Einfluss auf die Sicherheitszahlen zu

ermitteln. Die ermittelte Abweichung der Sicherheitszahlen betrug dabei unter einem Prozent.



**Bild 4.2** Baugrubenmodell mit Darstellung der Bandbreite der geometrischen Variation

Zur isolierten Betrachtung des Aufbruchs der Baugrubensohle wurden die Verbauwände im Modell fixiert, d. h. es ist sowohl keine vertikale als auch keine horizontale Wandbewegung möglich, so dass andere Versagensformen ausgeschlossen und die Vergleichbarkeit mit den analytischen Verfahren gewährleistet ist. Weiterhin wurde auf die Modellierung einer Grundwasserströmung verzichtet. Zur Modellierung des Materialverhaltens des Baugrundes kam das elasto-plastische Stoffmodell Hardening Soil (siehe z. B. Schanz 1998, DGGT 2014 oder Bauer 2016) zum Einsatz. Der Aushub wurde schrittweise in 1 m bis 2 m Abschnitten simuliert. Die verwendeten Materialparameter (Tab. 4-2) sind Becker (2009) entnommen und repräsentieren einen weichen Boden. Die undrained Scherfestigkeit  $c_u$  wurde aus eigenen Laborversuchen an aufbereitetem Kaolin ergänzt.

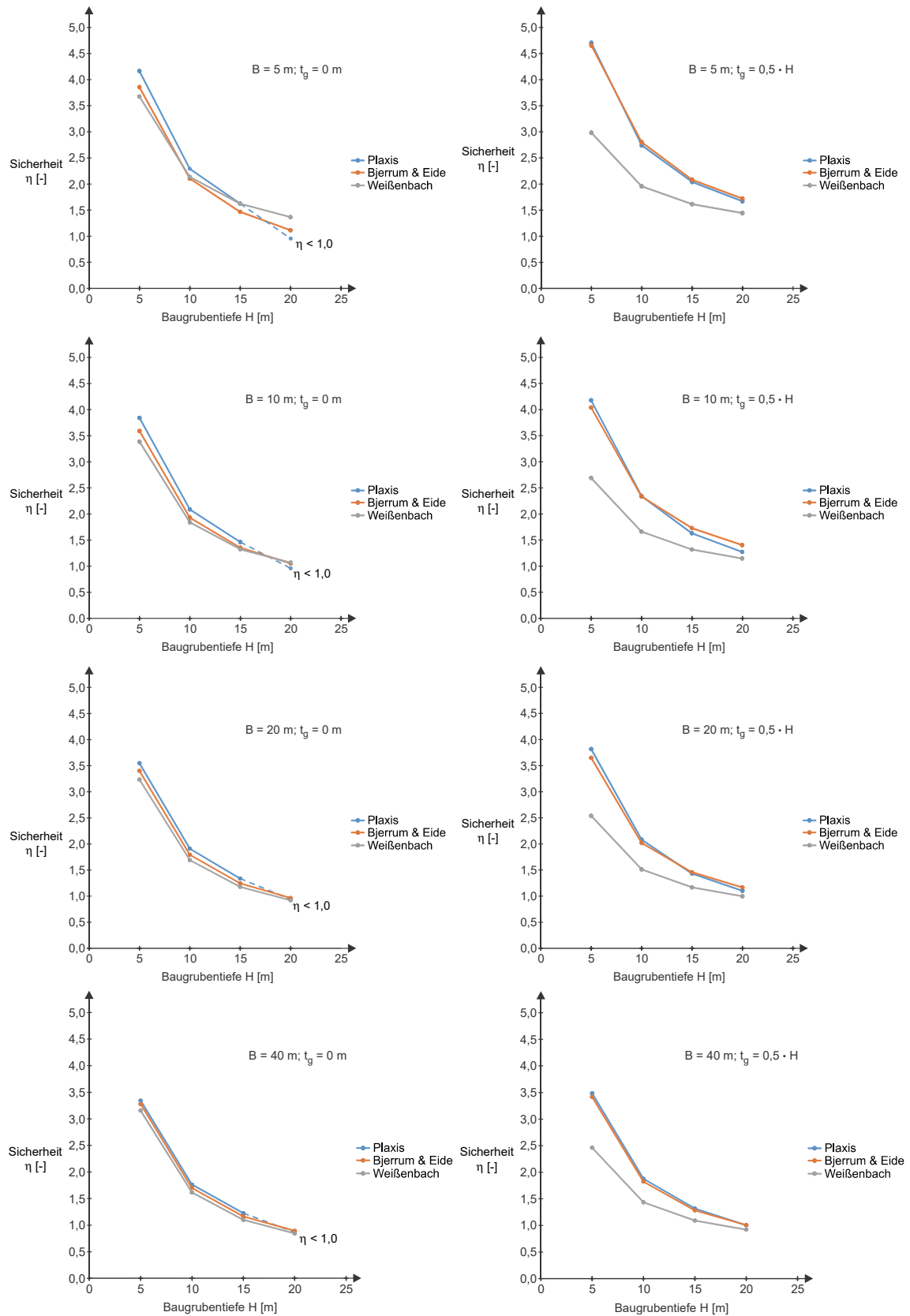


**Bild 4.3** Berechnungsausschnitt mit Diskretisierung für die größte modellierte Baugrube

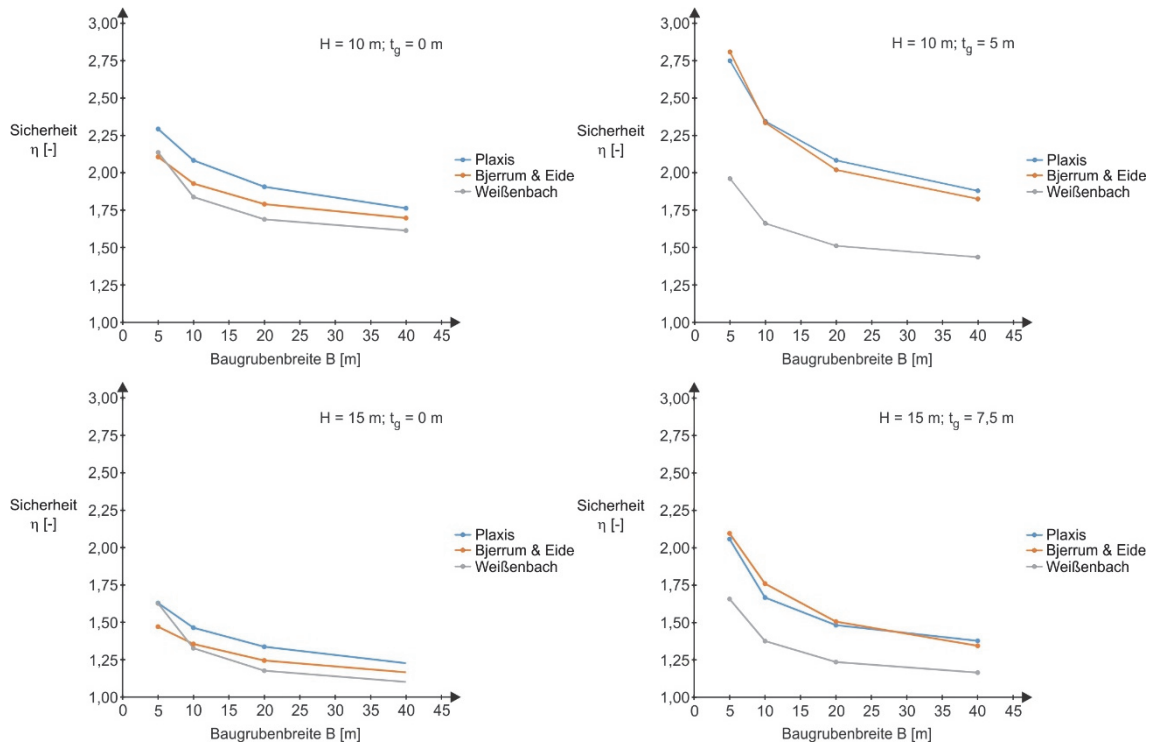
Bild 4.4 zeigt einen Vergleich der numerisch und analytisch nach den Ansätzen von Weißenbach (1977) und Bjerrum und Eide (1956) bestimmten Sicherheitszahlen aufgetragen über die Baugrubentiefe  $H$ , links ohne Einbindung der Verbauwand, rechts mit Einbindung der Verbauwand. Bild 4.5 zeigt die Sicherheitszahlen aufgetragen über die Baugrubenbreite  $B$ , links ohne Einbindung der Verbauwand, rechts mit Einbindung der Verbauwand. Für die Simulation ohne Einbindung der Verbauwand unterhalb der Baugrubensohle ergibt sich zwischen allen ermittelten Sicherheitszahlen eine gute Übereinstimmung. Für den realitätsnäheren Fall der Einbindung der Verbauwand in den Boden unterhalb der Baugrubensohle zeigen sich zwischen dem Verfahren nach Bjerrum und Eide (1956) und dem Verfahren nach Weißenbach (1977) deutliche Unterschiede im Vergleich zu den numerisch ermittelten Sicherheitszahlen. Während das Verfahren nach Bjerrum und Eide (1956) eine nahezu perfekte Übereinstimmung mit den numerisch ermittelten Sicherheitszahlen aufweist, weichen die Sicherheitszahlen nach Weißenbach (1977) vor allem für flache Baugruben sehr deutlich von den numerisch ermittelten Sicherheitszahlen ab. Die Abweichung liegt dabei aber auf der sicheren Seite, d.h. die Systemsicherheit wird unterschätzt. Das liegt an der Tatsache, dass bei dem Verfahren nach Bjerrum und Eide (1956) ein Versagenskörper angenommen wird, der sich hinter der Verbauwand über das Niveau der Baugrubensohle hinaus begrenzt nach oben ausbreitet und somit die bei Weißenbach (1977) in der vertikalen Scherfuge angesetzte Kohäsionskraft teilweise ebenso aufweist. Zusätzlich kommen bei dem Verfahren nach Bjerrum und Eide (1956) noch zwei widerstehende Kohäsionskräfte unterhalb der Baugrubensohle an den Verbauwandrändern hinzu. Mit zunehmender Tiefe der Baugrube verringert sich der Unterschied der Sicherheitszahlen, da der Versagenskörper bei dem Verfahren nach Bjerrum und Eide (1956) in seiner vertikalen Ausdehnung hinter der Verbauwand begrenzt ist.

**Tab. 4-2** Materialparameter für die numerische Baugrubensimulation

Wichte	Sekantenmodul Erstbelastung	Tangentenmodul Erstbelastung	E-Modul Ent- Wieder- belastung	Referenz- spannung	Verfestigungs- parameter	Quer- dehnzahl	Scher- parameter	Dilatanz- winkel
$\gamma_r$	$E_{50,ref}$	$E_{oed,ref}$	$E_{ur}$	$p_{ref}$	$m$	$\nu_{ur}$	$c_u$	$\psi$
[kN/m <sup>3</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]
20	5,9	4,5	19	100	0,9	0,2	60	0



**Bild 4.4** Vergleich der Sicherheitszahlen  $\eta$  aus numerischen und analytischen Berechnungen über die Baugrubentiefe  $H$



**Bild 4.5** Vergleich der Sicherheitszahlen  $\eta$  aus numerischen und analytischen Berechnungen über die Baugrubenbreite  $B$

#### 4.2 Interpretation der numerischen Ergebnisse unter Einbeziehung der experimentellen Ergebnisse

Die durchgeführten Modellversuche in der Konfiguration Baugrube zeigen für bindigen Boden deutlich ein lokal begrenztes Versagen auf. Es wird ein, durch eine Extensionsentlastung erzeugter Versagenskörper identifiziert, welcher so auch von Bjerrum und Eide (1956) angenommen wird.

Die numerischen Studien weisen eine sehr gute Übereinstimmung mit den analytisch bestimmten Sicherheitszahlen nach dem durch die Modellversuche verifizierten Ansatz nach Bjerrum und Eide (1956) auf. Sowohl bei der Variation der Baugrubenbreite als auch bei der Variation der Baugrubentiefe ist die Übereinstimmung vor allem bei Baugruben mit Einbindung der Verbauwand sehr gut. Mit zunehmender Tiefe nähern sich die Sicherheitszahlen nach Weißenbach (1977) den der anderen Methoden an. Mit weiterer Aushubtiefe schlagen die nach dem Verfahren nach Weißenbach (1977) ermittelten Sicherheitszahlen von der sicheren auf die unsichere Seite um. Dies ist bei den verwendeten Randbedingungen bei einer Tiefe zwischen rd. 22 m und 30 m der Fall.

In der Parameterstudie wurde keine Differenzierung zwischen der undrnierten Kohäsion  $c_{u,c}$  in Bereichen mit überwiegender Kompressionsbelastung und der undrnierten

Kohäsion  $c_{u,t}$  in Bereichen mit überwiegender Extensionsbelastung vorgenommen. Wie in Kap. 2.2.2 gezeigt differieren die Werte der undrännierten Kohäsion jedoch zum Teil sehr stark in Abhängigkeit der Belastungssituation. Aufbauend auf den identifizierten Bereichen mit Kompressionsbelastung und Extensionsbelastung beim Aushub einer Baugrube (siehe auch Bild 2.8) werden die analytischen Ansätze nach Weißenbach (1977) und Bjerrum und Eide (1956) so modifiziert, dass eine Unterscheidung zwischen Kompressions- und Extensionsbereich mit Ansatz der jeweiligen undrännierten Kohäsion  $c_{u,c}$  oder  $c_{u,t}$  stattfindet.

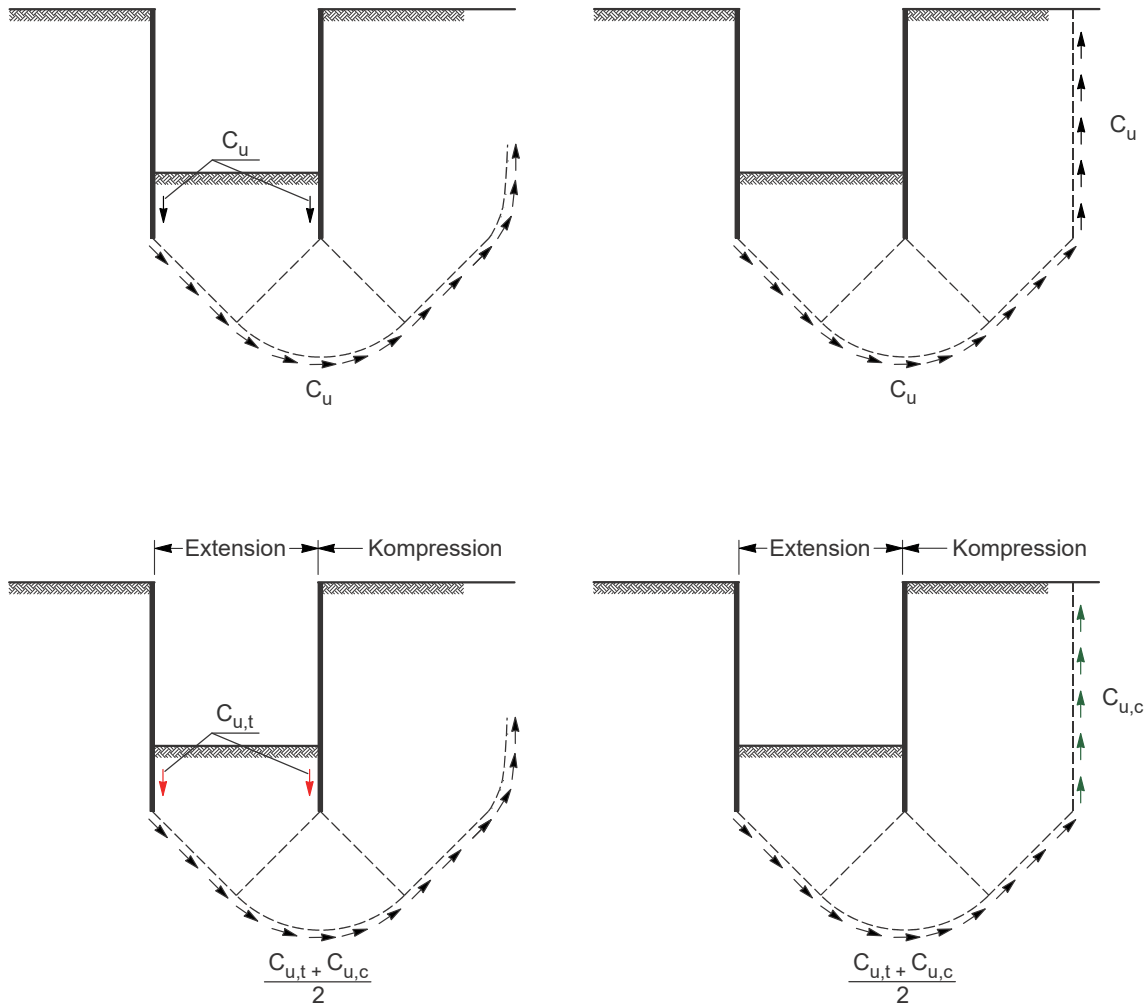
## 5 Anpassung der analytischen Berechnungsansätze und numerische Verifikation

Bild 5.1 zeigt einen modifizierten Kräfteansatz der widerstehenden Anteile für die Verfahren nach Bjerrum und Eide (1956) (Gl. 5.1), links unten und Weißenbach (1977) (Gl. 5.2), rechts unten im Vergleich zu den Ansätzen ohne Berücksichtigung der im Boden auftretenden Spannungspfade beim Aushub einer Baugrube, oben. Dabei werden die bei Extensions- und Kompressionsbelastung differierenden Werte für die undrained Kohäsion  $c_u$  berücksichtigt. Am Grundbruchversagenskörper wird vereinfacht der Mittelwert der aus Extensions- und Kompressionsversuchen gewonnene Wert angesetzt. Für den Ansatz nach Weißenbach (1977) ist dies aufgrund der Symmetrie der Prandlfigur (1920) korrekt. Bei dem Verfahren nach Bjerrum und Eide (1956) liegt der Fehler auf der sicheren Seite und kann vernachlässigt werden. Die beim Ansatz nach Weißenbach (1977) hinter der Verbauwand angesetzte Kohäsion  $c_{u,c}$  wird aus Kompressionsversuchen gewonnen, die beim Verfahren nach Bjerrum und Eide (1956) an den baugrubenseitigen Verbauwänden angesetzte Kohäsion  $c_{u,t}$  dagegen aus Extensionsversuchen. Anhand von Bild 5.1 ist direkt zu erkennen, dass die Sicherheitszahlen nach dem Verfahren von Bjerrum und Eide (1956) stärker zurückgehen müssten, als bei dem Verfahren nach Weißenbach (1977) bei Einsatz der modifizierten Gleichungen.

$$\eta = \frac{N_c \cdot \frac{c_{u,t} + c_{u,c}}{2} + 2 \cdot c_{u,t} \cdot \frac{t_g}{B}}{\gamma \cdot H + p} \quad (5.1)$$

$$\eta = \frac{B \cdot 5,14 \cdot \frac{c_{u,t} + c_{u,c}}{2} + c_{u,c} \cdot (H + t_g) + B \cdot \gamma \cdot t_g}{\gamma \cdot (H + t_g) \cdot B + G_k} \quad (5.2)$$

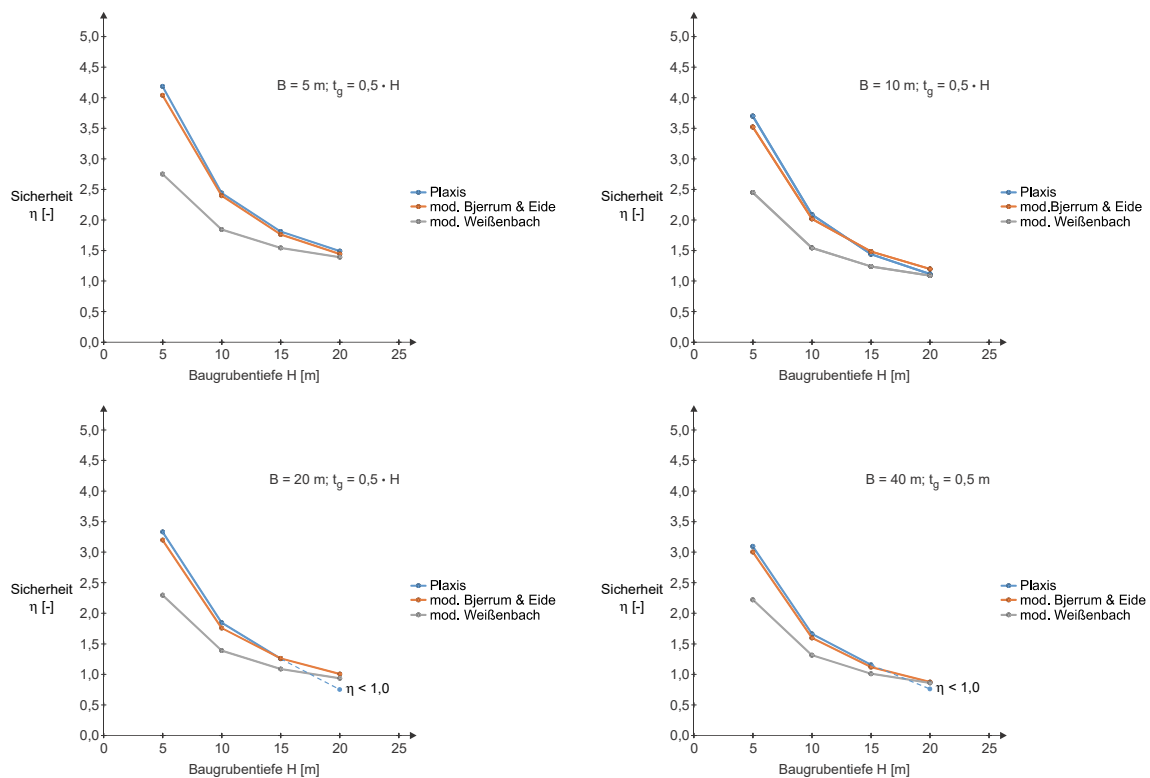




**Bild 5.1** Vergleich der modifizierten Kraftansätze (Widerstände), unten, beim Nachweis gegen Aufbrechen der Baugrubensohle mit den aus der Literatur bekannten Ansätzen, oben. Links: Verfahren nach Bjerrum und Eide (1956), rechts: Verfahren nach Weißenbach (1977)

Die beiden modifizierten Ansätze werden auf die in Kap. 4.1 vorgestellten Baugrubengeometrien mit Einbindung der Verbauwände angewandt und numerischen Berechnungsergebnissen unter Anwendung einer bereichsweisen Reduktion der undrained Kohäsion gegenübergestellt (Bild 5.2). Die undrained Kohäsion wurde dabei für den Kompressionsbereich mit  $c_{u,c} = 60 \text{ kN/m}^2$  und für den Extensionsbereich mit  $c_{u,t} = 45 \text{ kN/m}^2$  angesetzt. Das Verhältnis der undrained Kohäsion des Kompressionsbereichs zum Extensionsbereich entspricht  $c_{u,c}/c_{u,t} = 1,33$ . Dieses Verhältnis entspricht in etwa dem von Bjerrum (1973) vorgestellten Verhältniswert von Matagami Ton (Kap. 2.2.2). Der Rückgang der Sicherheitszahlen ist, wie erwartet, bei dem Verfahren nach Weißenbach (1977) im Mittel 7,5 % und somit geringer als bei dem Verfahren nach Bjerrum und Eide (1956), bei dem der Rückgang im Mittel 14 % beträgt. Die numerisch ermittelten Sicherheitszahlen weisen im Mittel einen Rückgang von 12 %

auf und liegen sehr nah an denen des modifizierten Verfahrens nach Bjerrum und Eide (1956).



**Bild 5.2** Vergleich der Sicherheitszahlen  $\eta$  aus modifizierten numerischen und analytischen Berechnungen über die Baugrubentiefe  $H$

Auch die nach dem modifizierten Ansatz nach Bjerrum und Eide (1956) berechneten Sicherheitszahlen stimmen sehr gut mit den numerisch bestimmten überein, so dass die Anwendung des modifizierten Ansatzes nach Gl. 5.1 uneingeschränkt empfohlen werden kann.

## 6 Fallbeispiele

Der modifizierte Ansatz nach Bjerrum und Eide (Gl. 5.1) soll im Folgenden auf Fallbeispiele aus der Literatur angewendet werden. In der Literatur finden sich ausreichend Fallbeispiele, bei denen als Schadensursache Aufbruch der Baugrubensohle vermutet wird (z. B. Aas 1984, Su et al. 1998, Wu et al. 2014 und Chen et al. 2015). Um den modifizierten Ansatz nach Gl. 5.1 verwenden zu können, muss sowohl die undrained Kohäsion  $c_{u,c}$  aus triaxialen Kompressionsversuchen als auch die undrained Kohäsion  $c_{u,t}$  aus triaxialen Extensionsversuchen bei den Fallbeispielen angegeben sein. Aus diesem Grund beschränkt sich die Auswahl auf die in Tab. 6.1 angegebenen Fallbeispiele.

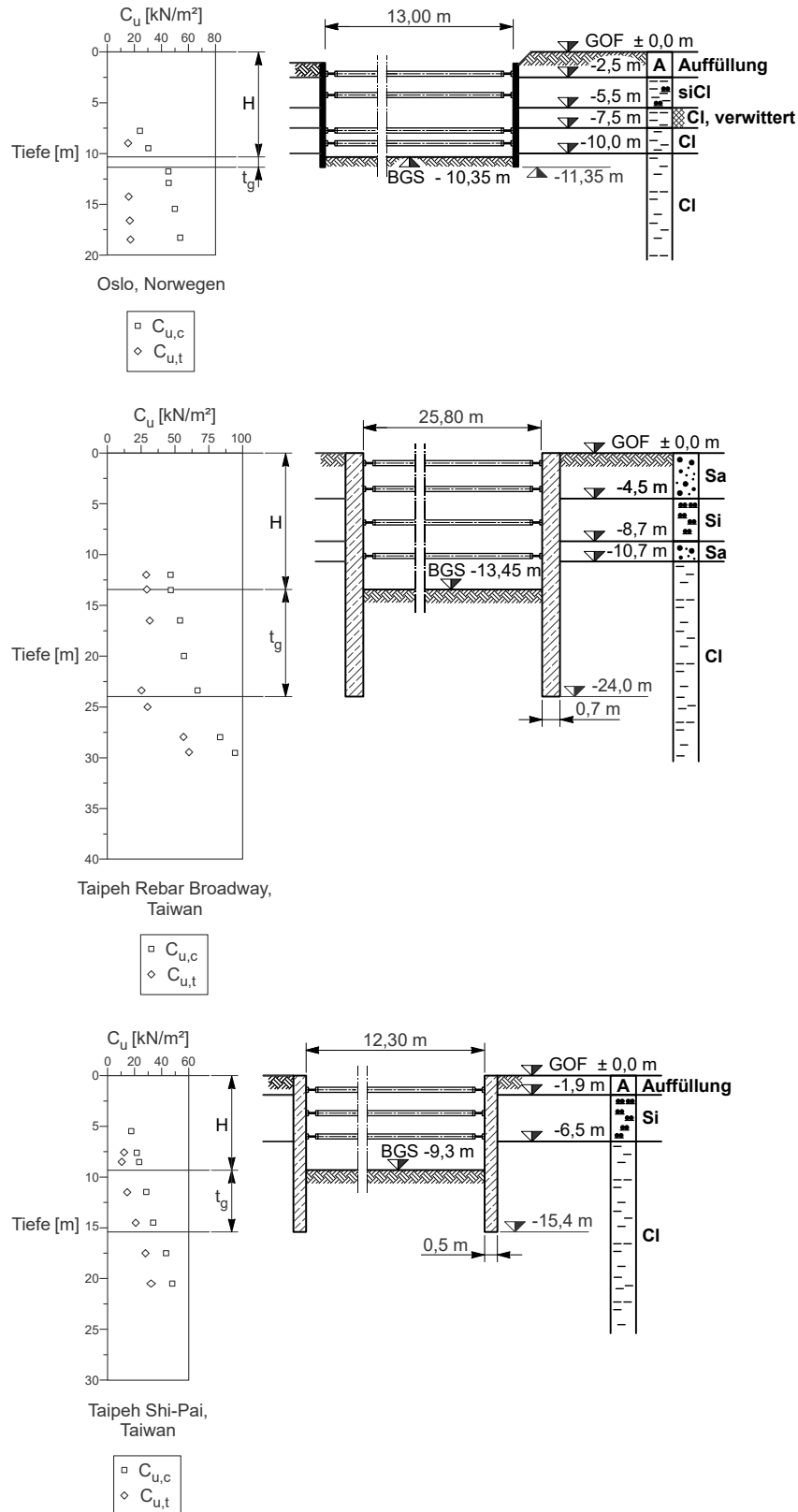
**Tab. 6-1** Basisinformationen der Fallbeispiele

Standort	Baugrubentiefe H	Baugrubenbreite B	Verbauwandtyp	Quelle
	[m]	[m]		
Oslo, Norwegen	10,35	13,00	Spundwand	(Aas 1984, Wu et al. 2014)
Taipeh Rebar Broadway, Taiwan	13,45	25,80	Schlitzwand	(Su et al. 1998, Wu et al. 2014, Do 2017)
Taipeh Shi-Pai, Taiwan	9,3	12,30	Schlitzwand	(Wu et al. 2014, Do 2017)

Bild 6.1 zeigt Aufnahmen der beiden Schadensfälle Taipeh Rebar Broadway und Taipeh Shi-Pai in Taiwan. Bild 6.2 zeigt einen Schnitt durch die Baugruben der Schadensfälle, den Baugrundaufbau und die ermittelten undrained Scherfestigkeiten  $c_{u,c}$  und  $c_{u,t}$ .



**Bild 6.1** Schadensfälle durch Aufbruch der Baugrubensohle, links: Taipeh Rebar Broadway, Taiwan, rechts: Taipeh Shi-Pai, Taiwan (Do 2017)



**Bild 6.2** Geometrien, Baugrundaufbau und undränierte Scherfestigkeit der Schadensfälle, oben: Oslo, Norwegen, Mitte: Taipeh Rebar Broadway, Taiwan, unten: Taipeh Shi-Pai, Taiwan

Die Bemessung der Fallbeispiele wurde seinerzeit unter Vernachlässigung der Anisotropie durchgeführt. Bei Berücksichtigung der differierenden Werte der undränierten Kohäsion bei Extensions- und Kompressionsbelastung ergeben sich nach dem modifizierten Ansatz nach Bjerrum und Eide (Gl. 5.1) für alle aufgezeigten Fallbeispiele Sicherheitszahlen  $\eta$ , die auf eine nicht ausreichende Standsicherheit hinweisen. Tabelle 6.2 zeigt zusammenfassend die den Standsicherheitsberechnungen zugrundeliegenden Parameter sowie die berechneten Sicherheitszahlen nach den Verfahren nach Weißenbach (1977), Bjerrum und Eide (1956) sowie in deren modifizierter Form nach Gl. 5.1 und Gl 5.2.

**Tab. 6-2** Berechnungsgrundlagen und Berechnungsergebnisse der Fallbeispiele

Standort	undränierte Kohäsion aus Kompressionsbelastung $c_{u,c}$	undränierte Kohäsion aus Extensionsbelastung $c_{u,t}$	Auflast neben der Baugrube	$\eta_{\text{Bjerrum und Eide}}$	$\eta_{\text{Weißenbach}}$	$\eta_{\text{Gl. 5.1}}$	$\eta_{\text{Gl. 5.2}}$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[-]
Oslo, Norwegen	43,50	15,00	5,00	1,38	1,21	<b>0,94</b>	0,89
Taipeh Rebar Broadway, Taiwan	62,50	25,00	10,00	1,46	1,20	<b>1,09</b>	1,00
Taipeh Shi-Pai, Taiwan	37,00	22,00	50,00	1,12	1,00	<b>0,99</b>	0,89

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Zur Bestimmung der Sicherheit gegen Aufbrechen der Baugrubensohle existieren zahlreiche theoretische und numerische Arbeiten. Jedoch sind keine die kinematische Kette, die zum Versagen führt, identifizierende experimentelle Untersuchungen bekannt. Der in den a.a.R.d.T. verankerte Nachweis baut auf dem Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch, verankert in der DIN 4017, auf. Dieses theoretisch entwickelte Nachweisformat wurde weitestgehend mit klein- und großmaßstäblichen Modellversuchen in nichtbindigem Boden, sprich Sand, validiert und auf bindige Böden übertragen. Die DIN 4017 enthält darüber hinaus Anwendungseinschränkungen bezüglich der Lagerungsdichte nichtbindiger und bezüglich der Konsistenz bindiger Böden. Die Böden, die besonders empfindlich gegen ein Aufbrechen der Baugrubensohle sind, i.e. weiche bindige Böden (nach der Definition der EAB, DGGT 2012), sind teilweise aus dem Anwendungsbereich der DIN 4017 ausgenommen. Dies steht zumindest teilweise im Widerspruch zu der Anwendung des Grundbruchwiderstandes beim Nachweisformat Aufbruch der Baugrubensohle.

Nach einer kurzen Einführung zum Thema Grundbruch und des Materialverhaltens bindigen Bodens für Bruchzustände wurden einige zum Teil hinsichtlich ihrer Phänomenologie stark differierende Nachweisformate vorgestellt und quantitativ verglichen. Im Folgenden wurden Grundlagen von Modellversuchen, insbesondere der Ähnlichkeitsmechanik erläutert, um den Charakter der eigenen durchgeführten Modellversuche als qualitative und nicht quantitative Versuche aufzuzeigen. Weiterhin wurden die Versuchskonzepte als auch das Versuchsmaterial erläutert.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden zahlreiche Modellversuche im einfachen Erdschwerefeld konzipiert, ausgeführt und ausgewertet. Die Reproduzierbarkeit der Versuche wurde dabei durch Vorversuche und eine große Anzahl an Versuchen zum Grundbruchversagen nachgewiesen. Das Nachempfinden der Genese ist bei bindigen Böden aufgrund der Ausbildung der inhärenten Anisotropie bei der Ablagerung und der anschließenden Konsolidierung im Regelfall nicht vernachlässigbar. Soumaya (2005) und Becker (2009) ermittelten allerdings eine Ähnlichkeit des bei den Modellversuchen verwendeten Kaolins zu normalkonsolidierten, weichen See- und Beckentonen, die weitestgehend strukturlos sind und keine ausgeprägte inhärente Anisotropie besitzen. Daher wurde auf ein Nachempfinden der Entstehungsgeschichte verzichtet, um eine möglichst groß angelegte experimentelle Parameterstudie mit variierender Konsistenz durchführen zu können.

Zur Visualisierung von Bruchmechanismen wurde die von Bachmann (2008) und Gutberlet (2009) in nichtbindigen Böden am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt eingesetzte Particle-Image Velocimetry-Methode (PIV-Methode) erfolgreich bei Versuchen mit bindigem Versuchsmaterial angewendet. Für die Anwendung auf bindiges, uniformes Versuchs-

material musste ein geeignetes Tracermaterial sowie dessen Auftrag auf das Versuchsmaterial gefunden und erprobt werden.

Im Ergebnis der Grundbruchversuche kann eine sehr starke Abhängigkeit der Lastsetzungs-Beziehung vom Wassergehalt, also der vorliegenden Konsistenz des Versuchsmaterials und der damit einhergehenden Scherfestigkeit festgehalten werden. Die experimentell ermittelten Lastsetzungskurven erinnern qualitativ stark an die aus der Literatur bekannten Lastsetzungskurven für locker gelagerte nichtbindige Böden, bei denen es zu sogenanntem local-shear- oder punching-shear-Versagen kommt (Vesić 1963). Eine gegenseitige Beeinflussung zweier Fundamente ist deutlich an den Versuchskurven ablesbar und erhöht die Tragfähigkeit der Fundamente. Wie bei einem punching-shear-Versagen konnten keine durchgehenden Scherbänder ermittelt werden. Dies deckt sich mit Beobachtungen von Scherzinger (1991), der bei Versuchen mit Seetonen aus dem Gebiet Konstanz den passiven Grenzzustand kaum erreichte. Die Anwendungsgrenzen der DIN 4017 konnten somit für weichen, bindigen Boden bestätigt werden, bzw. sollten diese auf den gesamten plastischen Bereich weicher Böden (Definition nach DGGT 2012) ausgeweitet werden.

Bei den Baugrubenversuchen wurde ein deutliches Fließverhalten des bindigen Versuchsmaterials in die Baugrube identifiziert, das das Versagen durch Bruch ankündigt. Das Scherband entwickelt sich dabei von der Baugrubensohle ausgehend und zeigt somit, dass es sich um einen durch eine Extensionsentlastung verursachten Bruch handelt. Das Scherband bildet sich im bindigen Versuchsmaterial nicht bis zur Geländeoberfläche aus und ist wesentlich diffuser als bei durchgeführten Referenzversuchen (in der Konfiguration Grundbruch) mit Darmstädter Sand. Bei Versuchen mit Glasperlen als Versuchsmaterial wurde hingegen eine Ausbildung des Versagenskörpers bis zur Geländeoberfläche beobachtet. Bei den Versuchen mit Glasperlen kam es abweichend zu den Versuchen mit Kaolin zu einem Sprödbbruch, also zu einem Bruch ohne Vorankündigung.

Die in den Modellversuchen identifizierte kinematische Kette beim Aufbruch der Baugrubensohle entspricht der von Bjerrum und Eide (1956) angenommenen Kinematik. Im Weiteren wurde eine numerische Parameterstudie unter Variation der Baugrubengeometrie durchgeführt und mit den analytischen Ergebnissen des in DGGT (2012) verankerten Nachweisformats sowie dem vom Norwegian Geotechnical Institut (NGI) vorgeschlagenen leicht modifizierten Nachweisformats nach Bjerrum und Eide (1956) verglichen. Die Übereinstimmung des vom NGI vorgeschlagenen Nachweisformats mit den numerischen Berechnungen kann als sehr gut bezeichnet werden.

Scherzinger (1991) und andere (z.B. Bjerrum 1973 und Kempfert und Gebreselassie 2006) weisen jedoch darauf hin, dass bei einer Extensionsbelastung, die undrained Kohäsion geringer ist, als bei einer Kompressionsbelastung. Da es sich beim Aufbruch der Baugrubensohle, wie in den Modellversuchen nachgewiesen, eindeutig um einen

Extensionsbruch handelt und die Vernachlässigung der auftretenden Belastungssituation nicht auf der sicheren Seite liegt, muss diesem Umstand Rechnung getragen werden. In Kap. 5 wird daher ein modifizierter Ansatz nach Bjerrum und Eide (1956) vorgestellt, der eine Berücksichtigung der unterschiedlichen Scherfestigkeiten enthält. Zur Anwendung dieses Ansatzes ist es notwendig, die undräßierte Kohäsion in Kompressions- und Extensionsversuchen zu ermitteln. Eine pauschale Aussage über das Verhältnis der beiden Scherfestigkeiten ist mit großen Unsicherheiten behaftet. Der modifizierte Ansatz wurde einer weiteren, den Extensionsbereich berücksichtigenden, numerischen Parameterstudie mit sehr guter Übereinstimmung gegenübergestellt und anhand von Fallbeispielen aus der Literatur überprüft.

Die experimentellen und numerischen Ergebnisse zeigen für die gewählten Randbedingungen, i.e. weicher, bindiger Boden eine bessere Eignung des Ansatzes nach Bjerrum und Eide (1956) gegenüber dem in den a.a.R.d.T. in Deutschland verankerten Nachweis. Sinnvoll ist eine weitere Validierung der erzielten Ergebnisse in großmaßstäblichen Versuchen und die Übertragung auf andere bindige Bodenarten. Bei erfolgreicher Validierung und Übertragung auf andere Bodenarten sollte eine Einarbeitung in die Regelwerke erfolgen. Auch weitere Untersuchungen zum Grundbruchversagen in weichen, bindigen Böden erscheinen notwendig, da die Ermittlung der Bruchlast analog zu locker gelagertem nichtbindigen Boden nicht zweifelsfrei möglich ist.



## 8 Literaturverzeichnis

Aas, G. (1984)

Stability problems in a deep excavation in clay. In: Proceedings of the International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, S. 315-323

Bachmann, G. (2009)

Entwicklung von Grund- und Böschungsbruch – Experimente und Numerik, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 84

Bauer, J. (2016)

Seitendruck auf Pfahlgründungen in bindigen Böden infolge quer zur Pfahlachse wirkender Bodenverschiebung. Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 26

Becker, P. (2009)

Zeit- und spannungspfadabhängiges Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden, Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel, Heft 22

Becker, P., Kempfert, H.-G. (2010)

Beobachtungsmethode und numerische Analysen bei Ausführungen einer tiefen Baugrube in weichem Seeton. In: Mitteilungen Gruppe Geotechnik TU Graz, Heft 40, 26. Christian Veder Kolloquium, S. 281-296

Bishop, R. F.; Hill, R.; Mott, N. F. (1945)

The Theory of Indentation and Hardness Tests. In: The Proceedings of the Physical Society, S. 147-159

Bjerrum, L. (1973)

Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. In: Proceedings of the eighth international conference on soil mechanics and foundation engineering, 1973, Moskau, S. 111-159

Bjerrum, L.; Eide, O. (1956)

Stability of strutted excavations in clay. In: Geotechnique 6-1, S. 32-47

Blumenthal, A. v., Gußmann, P, Lavasan, A.A., König, D., Schanz, T. (2014)

Zur Tragfähigkeit einzelner und benachbarter Streifenfundamente – Berechnungen zum Einfluss der Sohlreibung und von Wechselwirkungsfaktoren mittels der KEM. In: Geotechnik 4, S. 229-238

- Blumenthal, A. v., Hölter, R., Qarmout, M., Lavasan, A.A., König, D., Schanz, T. (2015)  
Untersuchungen der Grundbruchproblematik bei besonderen Randbedingungen mit der KEM. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 94, S. 53-67
- Bombrowski, M. (2016)  
Viskoelastisches Verhalten und Struktur konzentrierter Kaolinsuspension mit negativer Normalspannung. Dissertation der Fakultät Chemie und Physik der Technischen Universität Bergakademie Freiberg
- Brinch Hansen, J., Lundgren, H. (1960)  
Hauptprobleme der Bodenmechanik. Springer Verlag, Berlin, Göttingen, Heidelberg
- Buisman, A. S. K. (1935)  
De weerstand van paalpunten in zand. In: De Ingenieur 50, S. 25-30
- Buisman, A. S. K. (1940)  
Grondmechanica. Waltman, Delft
- Chang, M.-F. (2000)  
Basal Stability Analysis of Braced Cuts in Clay. In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 3, März 2000, S. 276-279
- Chen, R. P., Li, Z. C., Chen, Y. M., Ou, Q., Rao, M. (2015)  
Failure investigation at a collapsed excavation in very sensitive organic soft clay. In: American Society of Civil Engineers, journal of performance of constructed facilities, Vol. 29, S. 1-14
- Clough, G. W., Hansen, L. A. (1981):  
Clay anisotropy and braced wall behavior. In: Journal Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, 107, S. 893-913.
- Corté, J.-F. (1989)  
Model testing - Geotechnical Model tests. In: Proceedings of the 12<sup>th</sup> ICSMFE, Rio de Janeiro, S. 2553-2571
- Das, B. M., Larbi-Cherif, S. (1983)  
Bearing Capacity of Two Closely Spaced Shallow Foundations on Sand. Soils and Foundations 23 (1), S. 1-7

De Beer, E., Vesić A. S. (1958):

Etude expérimentale de la capacité portante du sable sous des fondations directes établies en surface. In: annales des Travaux Publics de Belgique 59, Nr. 3. S. 5-58

De Beer, E. (1967):

Proefondervindelijke bijdrage tot de studie van het gransdraagvermogen van zand onder funderingen op staal; Bepaling von der vormfactor  $s_b$ . In: Annales des Travaux Publics de Belgique 68, Nr. 1. S. 41-88

Demir, A., Ornek, M., Laman, M., Yildiz, A., Misir, G. (2008)

Geotechnics of Soft Soils: Focus on Ground Improvement. In: Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Workshop in Glasgow, Scotland

DGGT (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik) (2012)

Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben", 5. Auflage

DGGT (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik) (2014)

Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik"

Do, T.-N. (2017)

Failure mechanism of deep excavations in soft clay: case studies. International Symposium on Natural Disaster Mitigation in Hanoi, Vietnam, Präsentation

Faheem, H.; Cai, F.; Ugai, K.; Hagiwara, T. (2003): Two-dimensional base stability of excavations in soft soils using FEM. In: Computers and Geotechnics 30 (2), S. 141-163.

Festag, G. (2003)

Experimentelle und Numerische Untersuchungen zum Verhalten von granularen Materialien unter zyklischer Beanspruchung, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 66

Finn, F. N. (1952)

The Effect of Temperature on the Consolidation Characteristics of Remolded Clay. In: Donald M. Burmister (Hrsg.): Symposium on Consolidation Testing of Soils, ASTM International, S. 65-70

Finn, W. D. L. (1959)

Retaining Wall research Studies, Department Of Civil Engineering., University of Washington, 1959

- Finn, W. D. L. (1960)  
Stresses in Soil Masses under various Boundary Conditions. Ph.D.-Thesis,  
University of Washington, Seattle, Dec. 1960
- Finn, W. D. L. (1963)  
Stability of deep cuts in clay. In: Civil Engineering Juni 1963, S. 67
- Franke, E.; Muth, G. (1987)  
Unterschiedliche Anwendbarkeitsbereiche bodenmechanischer Modellversuche.  
In: Geotechnik, Heft 3, S. 150-152
- Gebreselassie, B. (2003): Experimental, Analytical and numerical Investigations of  
Excavations in Normally Consolidated Soft Soils, Schriftenreihe Geotechnik  
Universität Kassel, Heft 14
- Goh, A.T.C. (1994)  
Estimating Basal-Heave Stability for Braced Excavation in Soft Clay. In Journal  
of Geotechnical Engineering, ASCE Vol. 120/8 1994, S. 1430-1436
- Goh, A.T.C. (2017a)  
Basal heave stability of supported circular excavations in clay. In Tunneling and  
Underground Space Technology 61, 2017, S. 145-149
- Goh, A.T.C. (2017b)  
Deterministic and reliability assessment of basal heave stability for braced  
excavations with jet grout base slab. In Engineering Geology 218, 2017, S. 63-69
- Goldscheider, M., Gudehus, G. (1974)  
Verbesserte Standsicherheitsnachweise. In: Vorträge der Baugrundtagung 1974 in  
Frankfurt/Main-Höchst, S. 99-127
- Gutberlet, C. (2008)  
Erdwiderstand in homogenem und geschichtetem Baugrund - Experimente und  
Numerik, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der  
Technischen Universität Darmstadt, Heft 78
- Hansbo, S. (1994)  
Foundation Engineering. In: Developments in Geotechnical Engineering No. 75,  
Elsevier, Amsterdam, London, New York, Tokyo

Hauser, C. (2005)

Boden-Bauwerk-Interaktion bei parallel-wandigen Verbundsystemen - Bodenmechanische Modellversuche unter Anwendung innovativer Auswerteverfahren, Bericht-Nr. 29 der Bergischen Universität Wuppertal, Fachbereich D, Abteilung Bauingenieurwesen

Hauser, C.; Walz, B. (2004)

Bildbasierte Verformungsmessung mit der PIV-Methode. In: Geotechnik, Heft 4, S. 339-343

Heibaum, M. H. (1987)

Zur Frage der Standsicherheit verankerter Stützwände auf der tiefen Gleitfuge, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 27

Heineke, S. A. (2001)

Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Gleislagestabilität, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 57

Hettler, A. (1997)

Maßstabeffekte beim Erddruck in Sand, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 4

Hettler, A. (2008)

Möglichkeiten und Grenzen der Modelltechnik. In: Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 170, Grundlagen und Anwendungen der Geomechanik, GKK 08 – Geomechanik Kolloquium Karlsruhe, S. 31-42

Hettler, A.; Leibnitz, S.; Biehl, F. (2002)

Zur Kurzzeitstandsicherheit bei Baugrubenverbaukonstruktionen in weichen Böden. In Bautechnik 79, S. 612-619

Hettler, A.; Stoll, Ch. (2004)

Nachweis des Aufbruchs der Baugrubensohle nach der neuen DIN 1054:2003-01. In: Bautechnik 81, S. 562-568

Hossain, M. S.; Hu, Y.; Randolph, M., F.; White, D. J. (2005)

Limiting cavity depth for spudcan foundations penetrating clay. In: Géotechnique 55, Vol. 9, S. 679-690

Hvorslev, M.J. (1937)

Ueber die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Boden. Ingenioervidensk. Ingenieurvidenskabelige Skrifter, Copenhagen.

Jovanovic, M. (2002)

Historische Holzgründungen - Tragverhalten in weichem Baugrund. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 153

Karlsrud, K., Andresen, L. (2008)

Design and Performance of Deep Excavations in Soft Clays. In: Proceedings of the Sixth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, VA, S. 1-26

Katzenbach, R., Floss, R., Schwarz, W. (1992)

Neues Baukonzept zur verformungsarmen Herstellung tiefer Baugruben in weichem Seeton. In: Vorträge der Baugrundtagung 1992 in Dresden, S. 13-31

Katzenbach, R., Hoffmann, H. (2003)

Möglichkeiten und Grenzen der Identifikation und der Beherrschung von Massenbewegungen von Boden und Fels (Rutschungen). In: Bauingenieur 78, S. 381-386

Katzenbach, R., Hutter, K., Bergmann, C., Ruppert, T., Bachmann, G., Gutberlet, C. (2011)

Particle Image Velocimetry Measuring Methods for Soil Movements in Geotechnics. Darmstadt Geotechnics, No. 21

Kempfert, H.-G.; Gebreselassie, B. (2002)

Zur Diskussion von dränierten oder undränierten Randbedingungen bei Baugruben in weichen Böden. In Bautechnik 79, S. 603-611

Kempfert, H.-G.; Gebreselassie, B. (2006)

Excavations and Foundations in Soft Soils, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg

Kempfert, H.-G.; Stadel, M. (1997)

Berechnungsgrundlagen für Baugruben in normalkonsolidierten weichen bindigen Böden. In: Bauingenieur 72, S. 207-213

Kirsch, A. (2009)

On the face stability of shallow tunnels in sand. Advances in Geotechnical Engineering and Tunneling, Nr. 16, Logos Verlag, Berlin

- Kirsch, A. (2010)  
Theoretische und experimentelle Untersuchungen der Ortsbruststabilität seicht liegender Tunnel in Sand. In: Vorträge der Baugrundtagung 2010 in München
- Kleine Vennekate, G. (2013)  
Numerische Simulationen zur Scherfugenentwicklung in Sand-Ton-Wechselfolgen, Schriftenreihe Geotechnik im Bauwesen, RWTH Aachen, Heft 8
- Kumar, J., Bhattacharya, P. (2010)  
Bearing capacity of interfering multiple strip footings by using lower bound finite elements limit analysis. In: Computers and Geotechnics, Elsevier, 37 (2010), S. 731-736
- Kumar, J., Bhoi M. K. (2008)  
Interference of two closely spaced strip footings on sand using model tests. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE 2008; 134(4), S. 595-604
- Kurdjümoﬀ, V. J. (1892)  
Zur Frage des Widerstandes der Gründungen auf natürlichem Boden. In: Der Civilingenieur, Band 38, S. 294-312
- Kykal, C. (2017)  
Particle Image Velocimetry: Fundamentals and Hardware. TSI GmbH, Aachen
- Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank, R., Mellas, M (2010)  
Numerical study of the bearing capacity for two interfering strip footings on sands. In: Computers and Geotechnics, Elsevier, 37 (2010), S. 431-439
- Mayne, P. W. (1985)  
Stress anisotropy effects on clay strength. In: Journal of Geotechnical Engineering, ASCE Vol. 111/3 1985, S. 356-366
- Meyerhof, G. G. (1951)  
The ultimate Bearing Capacity of Foundations. In: Géotechnique, Vol. 2, S. 301-332
- Möller, S. (2015)  
Grundlagen der FEM und Modellierungshinweise. In: Seminarunterlagen zum Workshop Finite Elemente in der Geotechnik, Ostfildern

Moormann, C. (2002)

Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 59

Moormann, C. (2015)

Numerische Berechnungen in der Praxis am Beispiel „Baugruben“. In: Seminarunterlagen zum Workshop Finite Elemente in der Geotechnik, Ostfildern

Muhs, H. (1971)

Grenztragfähigkeit bei lotrechter und geneigter Belastung, Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Heft 27

Muth, G. (1989)

Beitrag zur Beschreibung des Materialverhaltens bindiger Böden unter allgemeiner nichtmonotoner Belastung, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 31

Myslivec, A., Kysela, Z. (1978)

The Bearing Capacity of Building Foundations, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, Oxford, New York

Okrusch, M., Matthes, S. (2014)

Mineralogie, 9. Auflage, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg

O'Rourke, T. D. (1993)

Base Stability and Ground Movement Prediction for Excavations in soft Clay. In: Retaining Structures, Thomas Telford, London, S. 131-139

Osman, A. S., Bolton, M.D. (2006)

Ground Movement Predictions for Braced Excavations in Undrained Clay. In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 132:4, S. 465-477

Perau, E. W. (1995)

Ein systematischer Ansatz zur Berechnung des Grundbruchwiderstands von Fundamenten. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Universität-Gesamthochschule Essen, Heft 19

Popov, V. L. (2015)

Kontaktmechanik und Reibung, 3. Auflage, Springer-Verlag Berlin Heidelberg



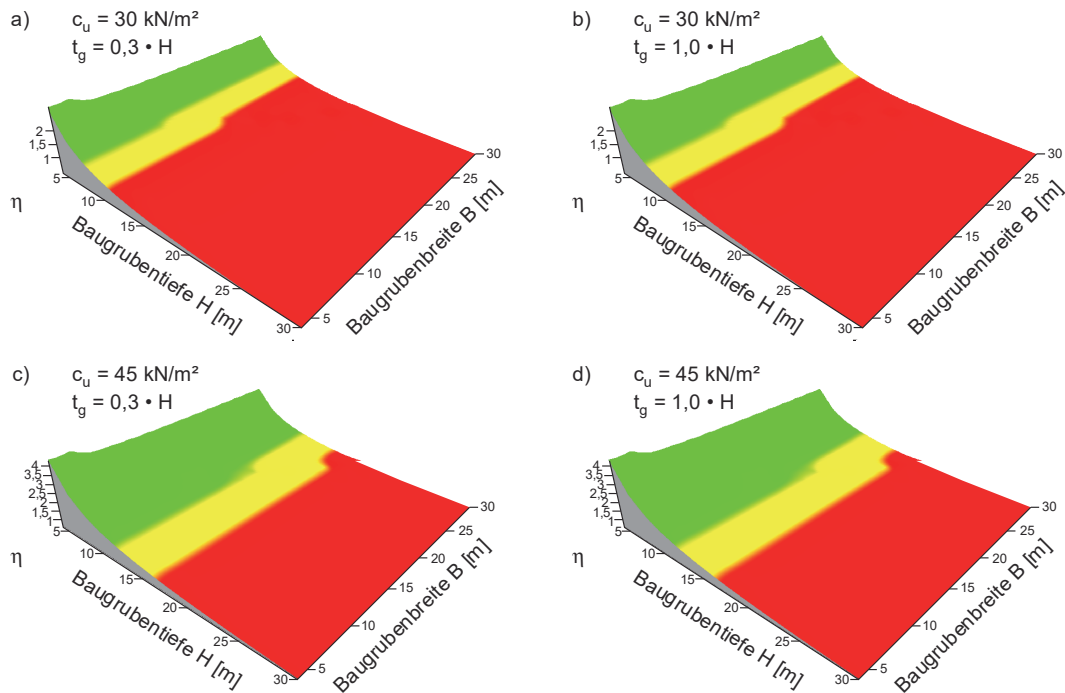
- Prandtl, L. (1920)  
Über die Härte plastischer Körper. In: Nachrichten von der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, mathematisch-physikalische Klasse, S.74-85
- Pulsfort, M. (1986)  
Untersuchungen zum Tragverhalten von Einzelfundamenten neben suspensionsgestützten Erdwänden begrenzter Länge, Bericht 4 aus den Bereichen Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Bergische Universität Wuppertal
- Raffel, M., Willert, C. E., Kompenhans, J. (1998)  
Particle Image Velocimetry: A Practical Guide. Springer-Verlag, Berlin
- Raffel, M. , Willert, C., Werely, S. T., Kompenhans, J. (2007)  
Particle Image Velocimetry: A Practical Guide. Springer-Verlag, Berlin
- Rankine, W. J. M. (1857)  
On the stability of loose earth. In: Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol. 147, S. 9-27
- Reissner, H. (1924)  
Zum Erddruckproblem. In: Proceedings of the First International Congress of Applied Mechanics, Delft, S. 295-311
- Schanz, T. (1998)  
Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik Stuttgart, Heft 45
- Scherzinger, T. (1991)  
Materialverhalten von Seetonen - Ergebnisse von Laboruntersuchungen und ihre Bedeutung für das Bauen in weichem Untergrund. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 122
- Schultze, E. (1968)  
Der Reibungswinkel nichtbindiger Böden. In: Bauingenieur 43, Heft 9, S. 313-320
- Skempton, A. W. (1951)  
The Bearing Capacity of Clays. In: Proceedings of the Building Research Congress, London, S. 180-189
- Skempton, A. W. (1953)  
The colloidal "Activity" of clays. - Proc. III. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), Zürich, Bd. 1, S. 57-61

- Song, X. Y., Huang, M. S. (2009)  
Basal stability of braced excavations in  $K_0$ -consolidated soft clay by upper bound method. In: Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Shanghai, S.829-835
- Soumaya, B. (2005)  
Setzungsverhalten von Flachgründungen in normalkonsolidierten bindigen Böden. Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 16
- Su, S. F., Liao, H. J., Lin, Y. H. (1998)  
Base stability of deep excavation in anisotropic soft clay. In: Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, Vol. 124, S. 809-819
- Steitz, A. (2019)  
Untersuchung des Einflusses der Belastungsgeschwindigkeit und der Konsistenz auf Bodenproben aus aufbereitetem Kaolin. Master Thesis, Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt
- Stroh, D. (1974)  
Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Element Methode, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 13
- Stuart, J. G. (1962)  
Interference between Foundations, with special reference to surface Footings in Sand. In: Geotechnique 12-1, S. 15-22
- Tchalenko, J. S. (1970)  
Similarities between Shear Zones of Different Magnitudes. In: The Geological Society of America, Bulletin 81, S. 1625-1640
- Terzaghi, K. (1936)  
Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand above a Yielding Trap-Door, Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics, Cambridge, Massachusetts, Band 1, S. 307-311
- Terzaghi, K. (1943)  
Theoretical soil mechanics, John Wiley and Sons, New York, London
- Terzaghi, K.; Jelinek, R. (1954)  
Theoretische Bodenmechanik, Springer, Berlin, Göttingen, Heidelberg
- Tschebotarioff, G. P. (1948)  
Large Scale Model Earth Pressure Tests on flexible Bulkheads. In: Proceedings American Society of Civil Engineering. 74, S. 9-48

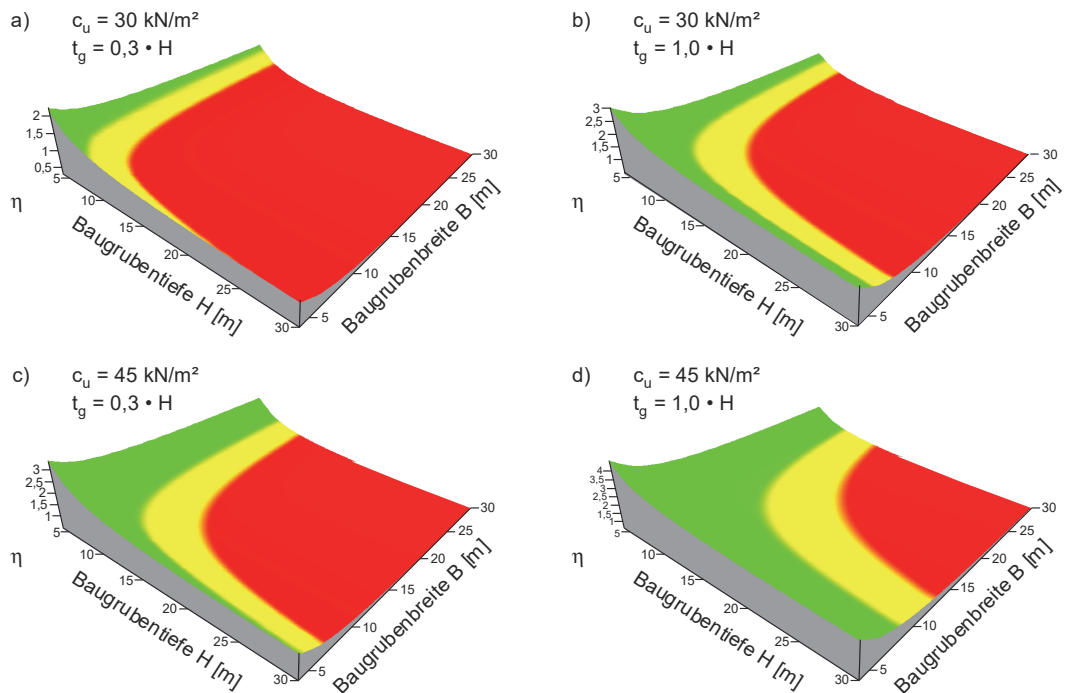
- Turek, J. (2006)  
Beitrag zur Klärung des Trag- und Verformungsverhaltens horizontal belasteter Kombierter Pfahl-Plattengründungen. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 72
- Vesić A. S. (1963)  
Bearing capacity of deep foundations in sand. In: Highway Research Report 39, S. 112-153
- Vesić A. S. (1975)  
Bearing capacity of shallow foundations. In: Foundation Engineering Handbook, Herausgeber Winterkorn, H. F. und Fang, H.-Y., Litton Educational Publishing Inc., S. 121-147
- Vieth, H. (2017)  
Phänomenologische Untersuchungen zum Aufbruch der Baugrubensohle mithilfe von Glasperlen. Master Thesis, Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt
- Vorykhtina, M. (2015)  
Untersuchungen zum Versagen durch Aufbruch der Baugrubensohle bei tiefen Baugruben. Master Thesis, Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt
- Walz, B. (1982)  
Bodenmechanische Modelltechnik als Mittel zur Bemessung von Grundbauwerken. In: Forschungs- und Arbeitsberichte aus den Bereichen Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen der Universität- GH Wuppertal Fachbereich Bautechnik, Bericht-Nr. 1, S. 45-90
- Walz, B. (2006a)  
Der 1g-Modellversuch in der Bodenmechanik - Verfahren und Anwendung. In: Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 40, S. 13-26
- Walz, B. (2006b)  
Möglichkeiten und Grenzen bodenmechanischer 1g-Modellversuche. In: Festschrift zum 60. Geburtstag von Herrn Univ.-Professor Dr.-Ing. habil. Stavros A. Savidis. Springer, Berlin Heidelberg, S. 64-78
- Weißbach, A. (1977)  
Baugruben Teil III Berechnungsverfahren, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München, Düsseldorf
- Weißbach, A., Hettler, A. (2011)  
Baugruben Berechnungsverfahren, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin

- White, D. J., Take W. A., Bolton M. D. (2003)  
Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. In: *Géotechnique* 53, Vol. 7, S. 619-631
- White, D. J., Take, W. A., Bolton, M. D., Munachen, S. E. (2001)  
A deformation measurement system for geotechnical testing based on digital imaging, close-range photogrammetry, and PIV image analysis. Proceedings of the 15<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, S. 539-542.
- White, D.J., Take, W.A. (2005)  
Discussion on "Application of Particle Image Velocimetry (PIV) in Centrifuge Testing of Uniform Clay". In: *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics* 4 (2005), S. 27-31
- Willert, C., Gharib, M. (1991)  
Digital particle image velocimetry. In: *Experiments in Fluids* 10 (1991), S. 181-193
- Wu, S.-H., Ou, C.-Y., Ching, J. (2014)  
Calibration of model uncertainties in base heave stability for wide excavations in clay. In: *The Japanese Geotechnical Society, Soils and Foundations*, Vol. 54, S. 1159-1174
- Wunsch, R. (2003)  
Ausbildung von tiefen Baugruben in weichen Tonen unter besonderer Beachtung des Aufbruchs der Baugrubensohle dargestellt am Beispiel "Lilla Bommen Tunnel" in Göteborg. In: *Bautechnik* 80, Heft 9, S. 580-585
- Zhang, Y.D., Tan, T.S., Leung, C.F. (2005)  
Application of Particle Image Velocimetry (PIV) in Centrifuge Testing of Uniform Clay. In: *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics* 1 (2005), S. 15-26

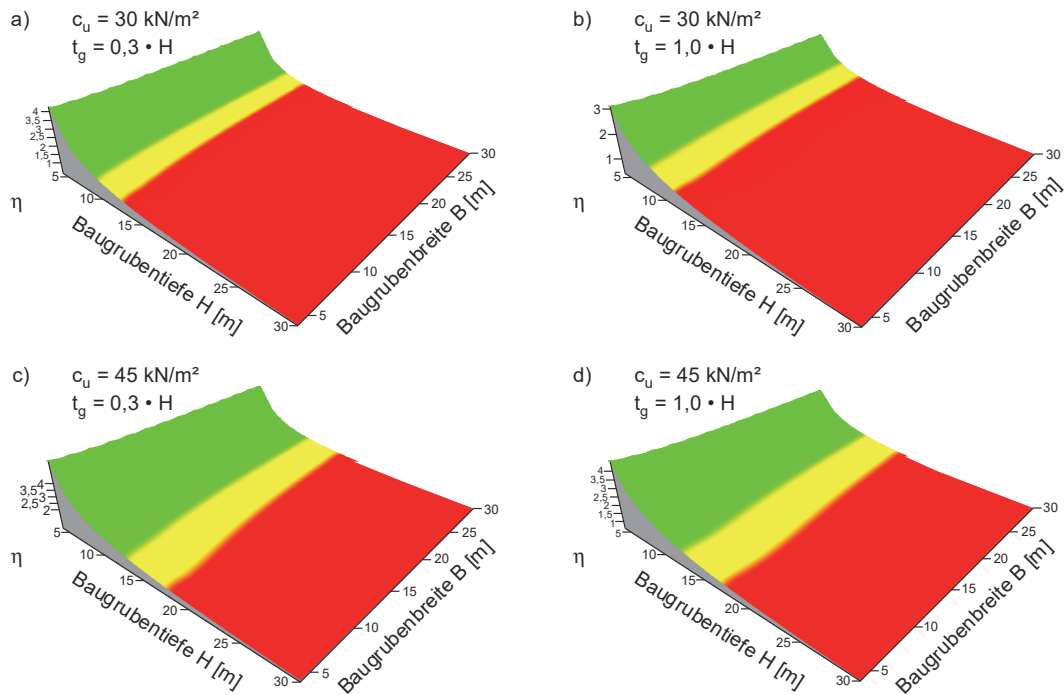
## Anhang A - Vergleich der Berechnungsansätze der Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle



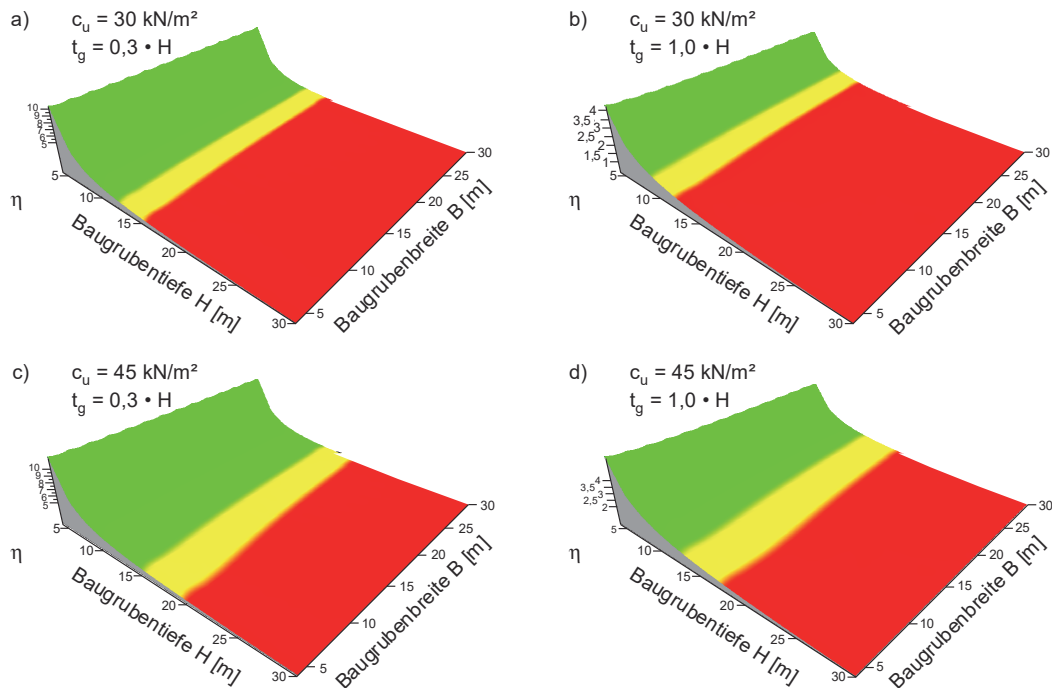
**Bild A1** Sicherheitszahl  $\eta$  in Abhängigkeit der Baugrubenbreite  $B$  und der Baugrubentiefe  $H$  nach dem Verfahren von Goh (1994)



**Bild A2** Sicherheitszahl  $\eta$  in Abhängigkeit der Baugrubenbreite  $B$  und der Baugrubentiefe  $H$  nach dem Verfahren von Kempfert und Stadel (1997)

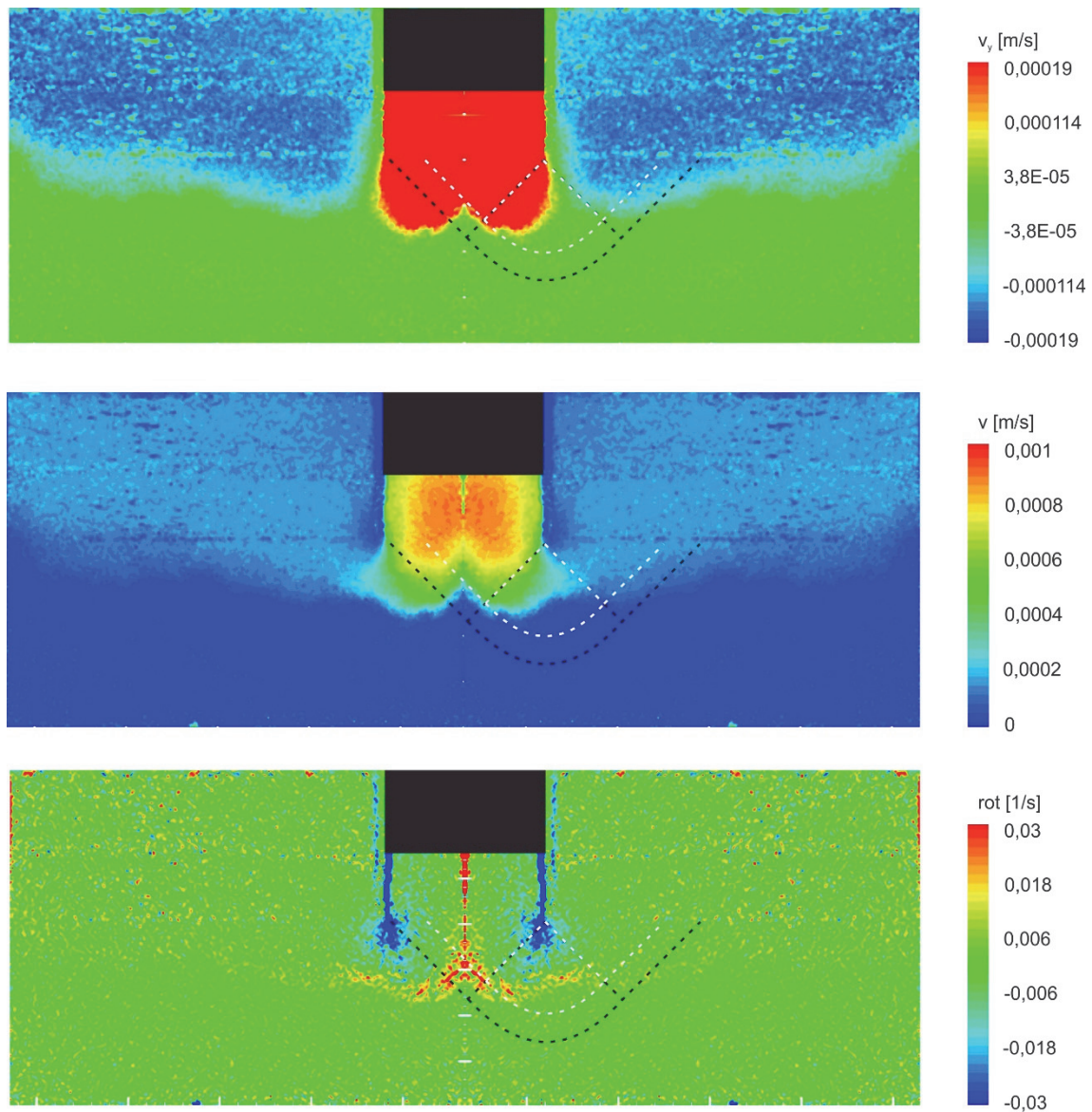


**Bild A3** Sicherheitszahl  $\eta$  in Abhängigkeit der Baugrubenbreite  $B$  und der Baugrubentiefe  $H$  nach dem Verfahren von O'Rourke (1993) für das Spundwandprofil AZ 12-770



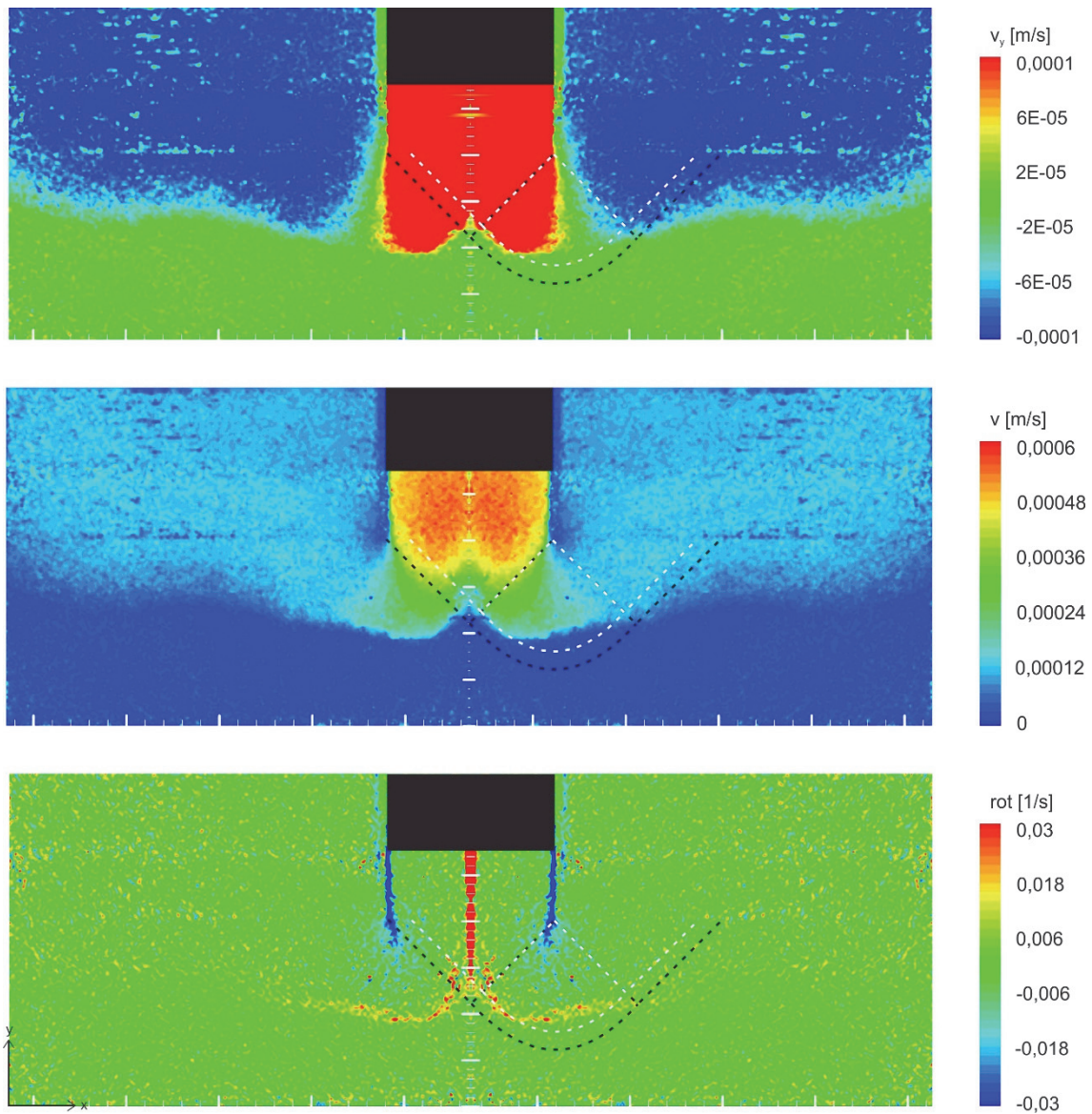
**Bild A4** Sicherheitszahl  $\eta$  in Abhängigkeit der Baugrubenbreite  $B$  und der Baugrubentiefe  $H$  nach dem Verfahren von O'Rourke (1993) für das Spundwandprofil AZ 52-700

## Anhang B – PIV Auswertungen der Baugrubenversuche



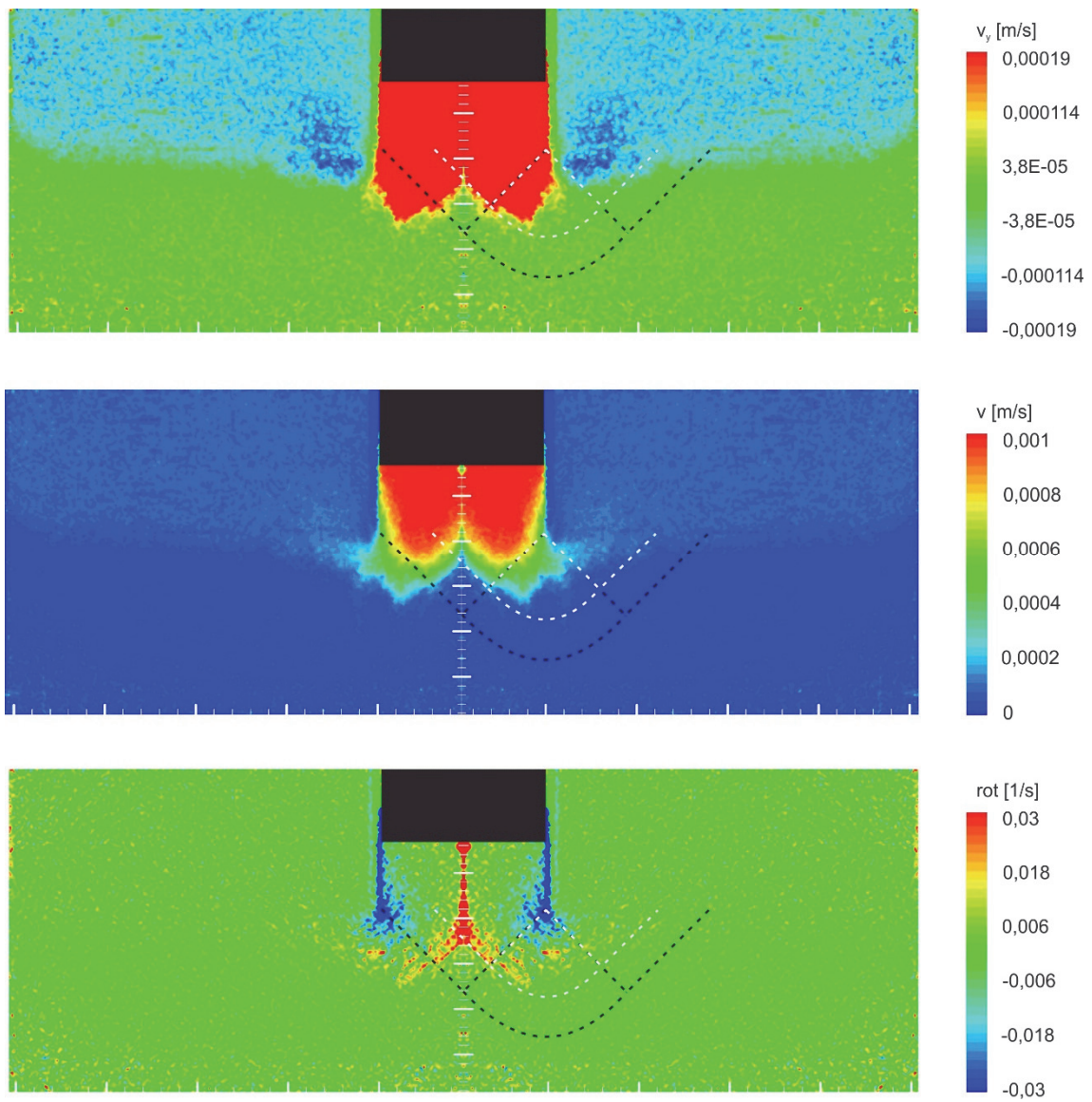
**Bild B1** PIV-Auswertung KBBg\_IV (gespiegelte Darstellung)



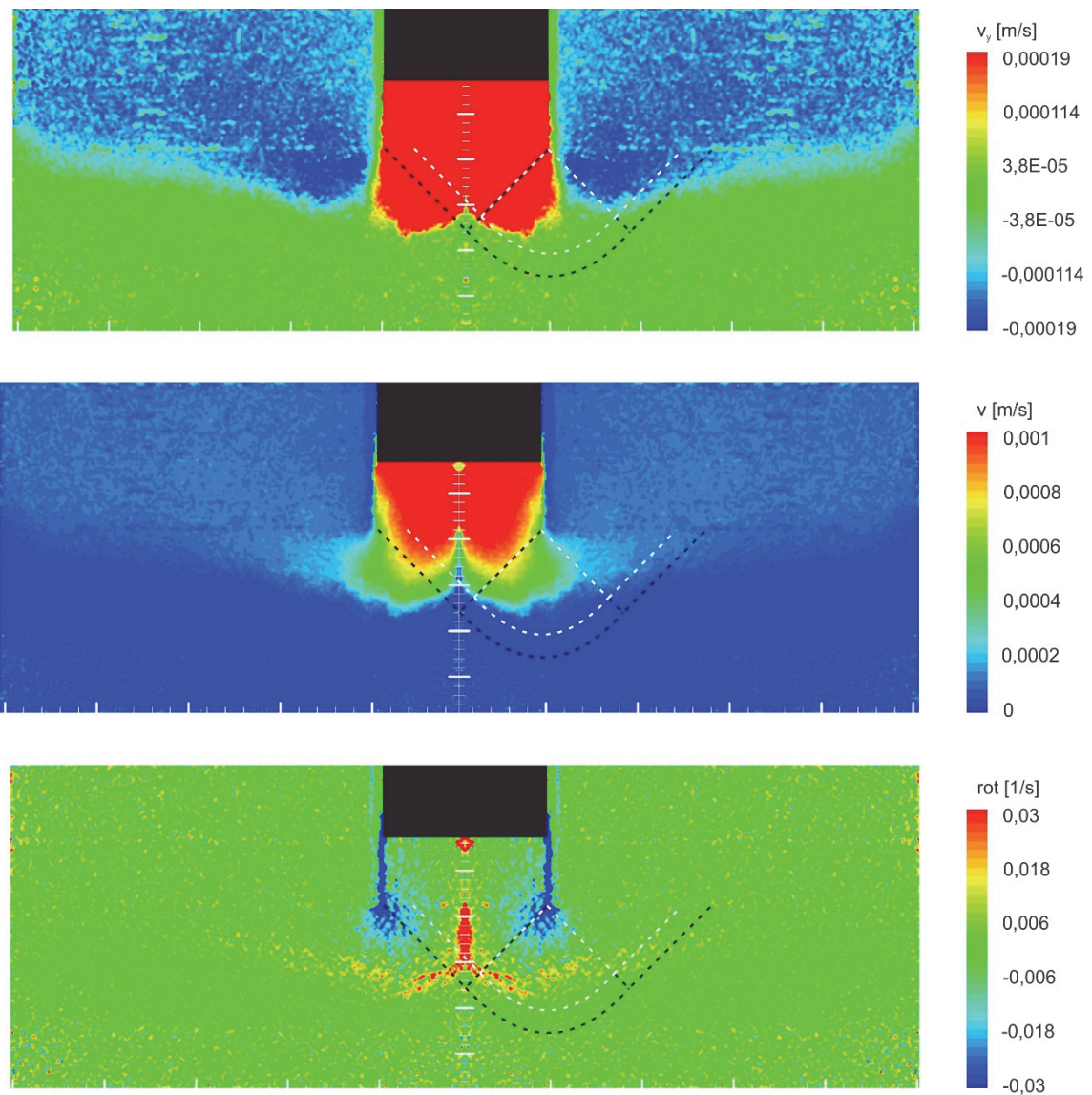


**Bild B2** PIV-Auswertung KBBg\_V (gespiegelte Darstellung)

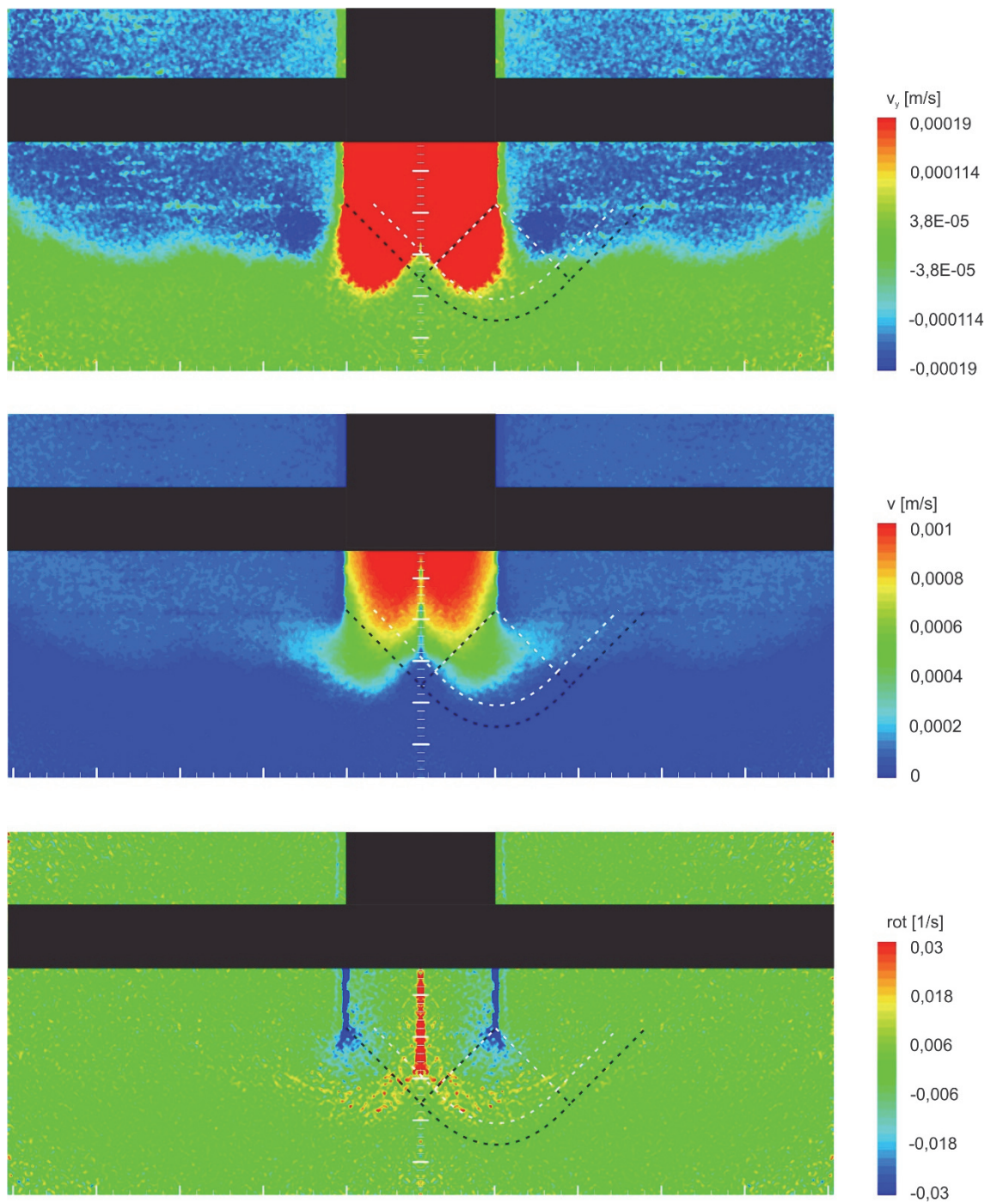




**Bild B3** PIV-Auswertung KSBg\_III (gespiegelte Darstellung)

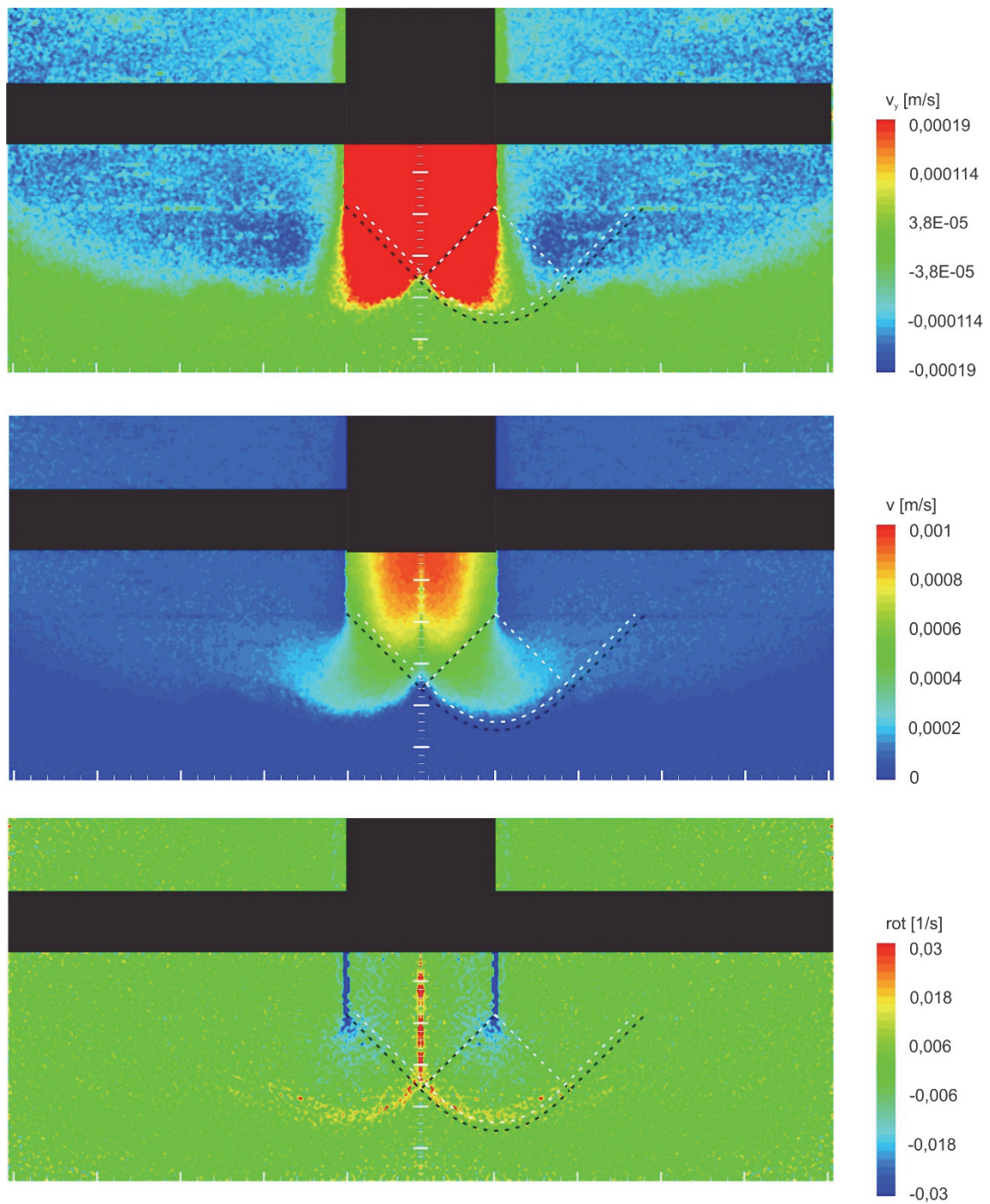


**Bild B4** PIV-Auswertung KSBg\_IV (gespiegelte Darstellung)

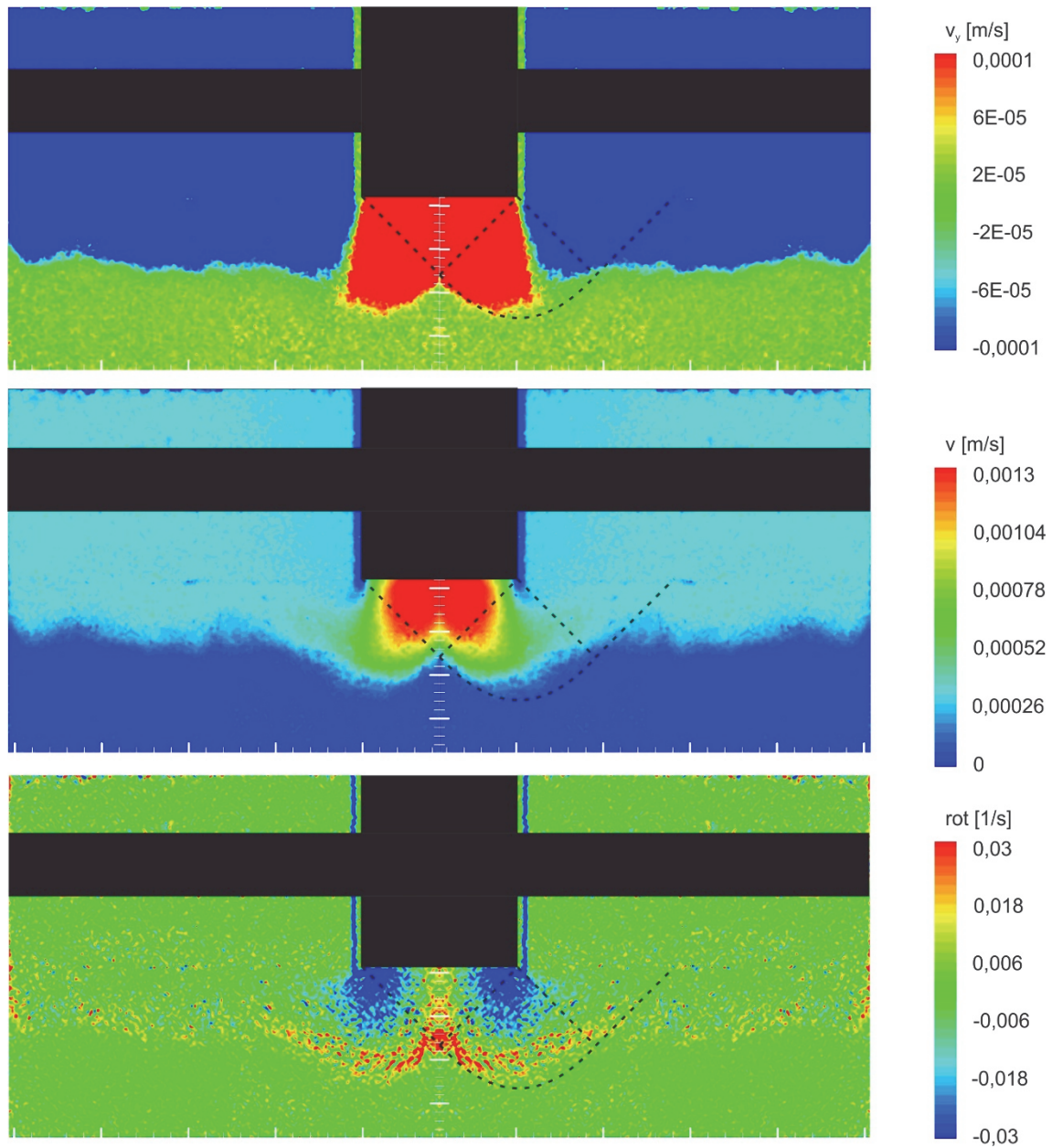


**Bild B5** PIV-Auswertung KSBg\_V (gespiegelte Darstellung)

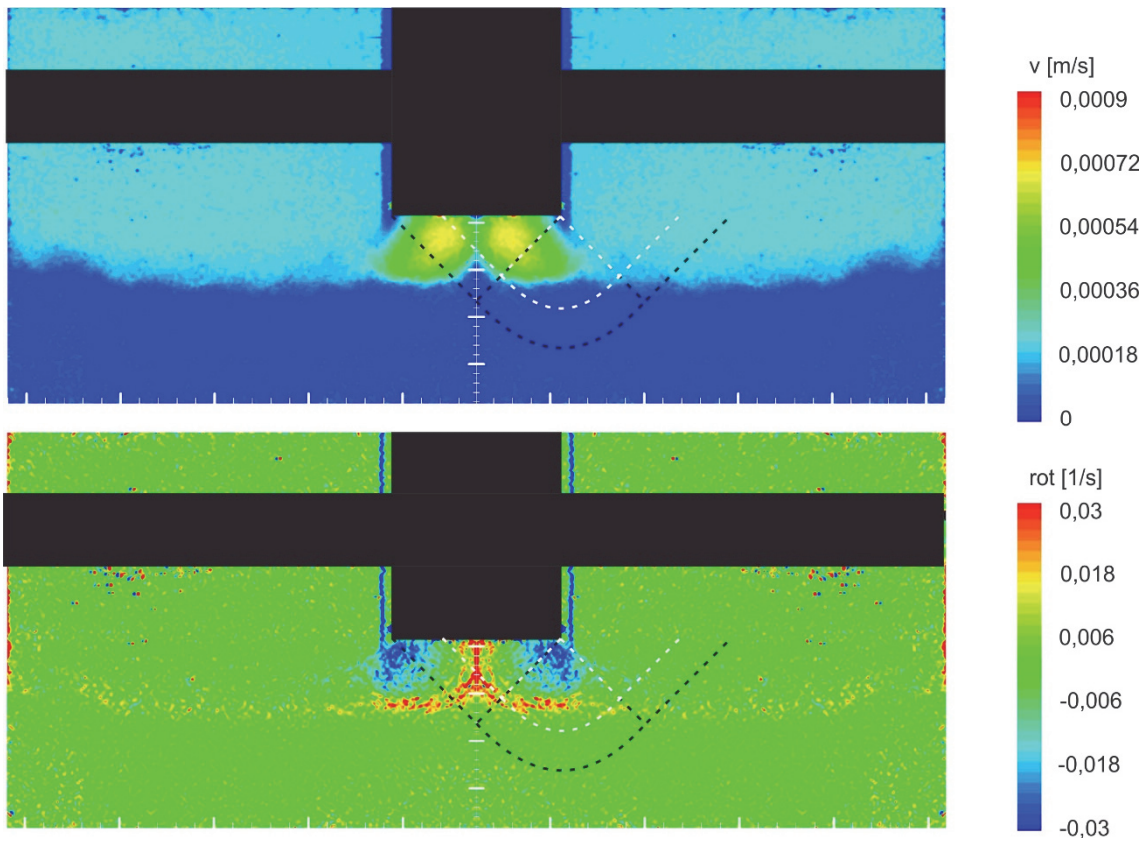




**Bild B6** PIV-Auswertung KSBg\_VI (gespiegelte Darstellung)

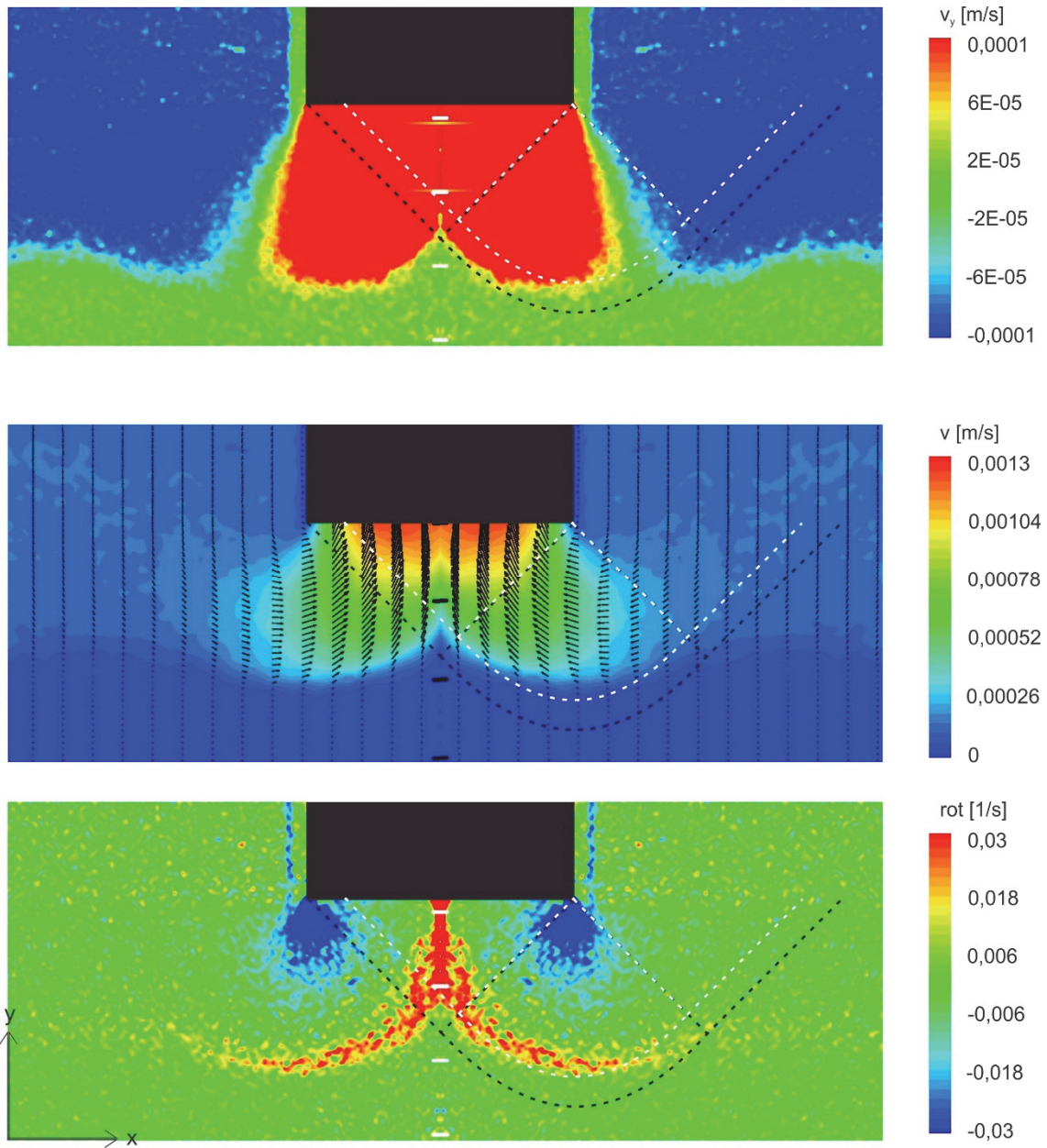


**Bild B7** PIV-Auswertung KBBg\_II (gespiegelte Darstellung)

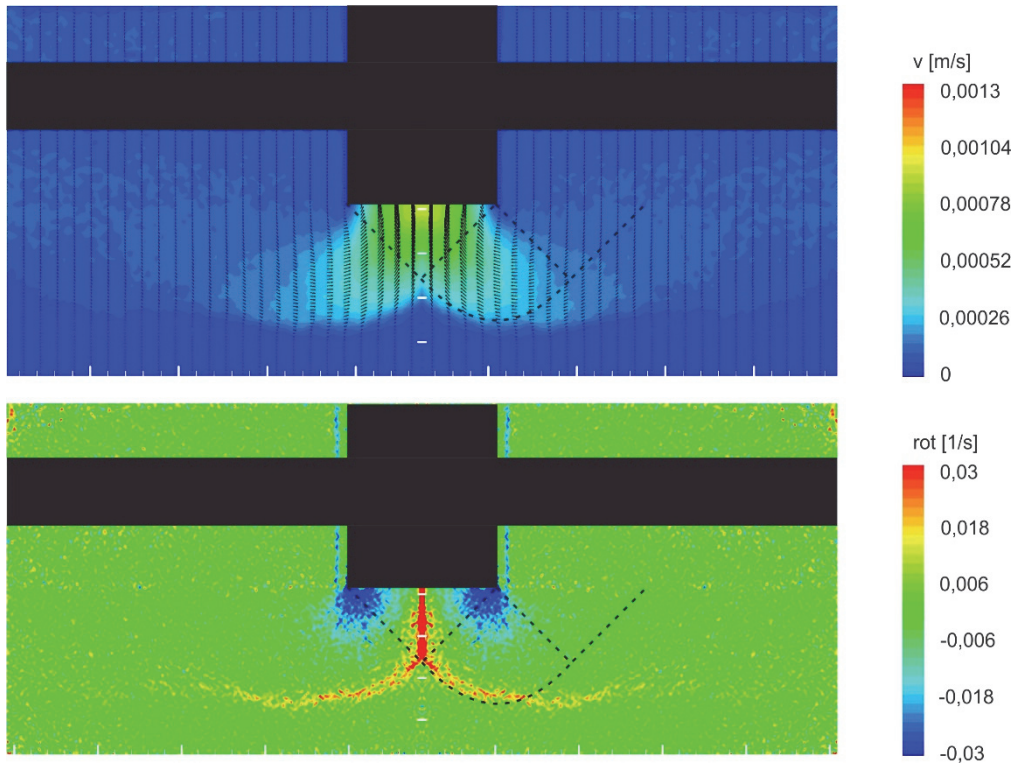


**Bild B8** PIV-Auswertung KBBg\_III (gespiegelte Darstellung)

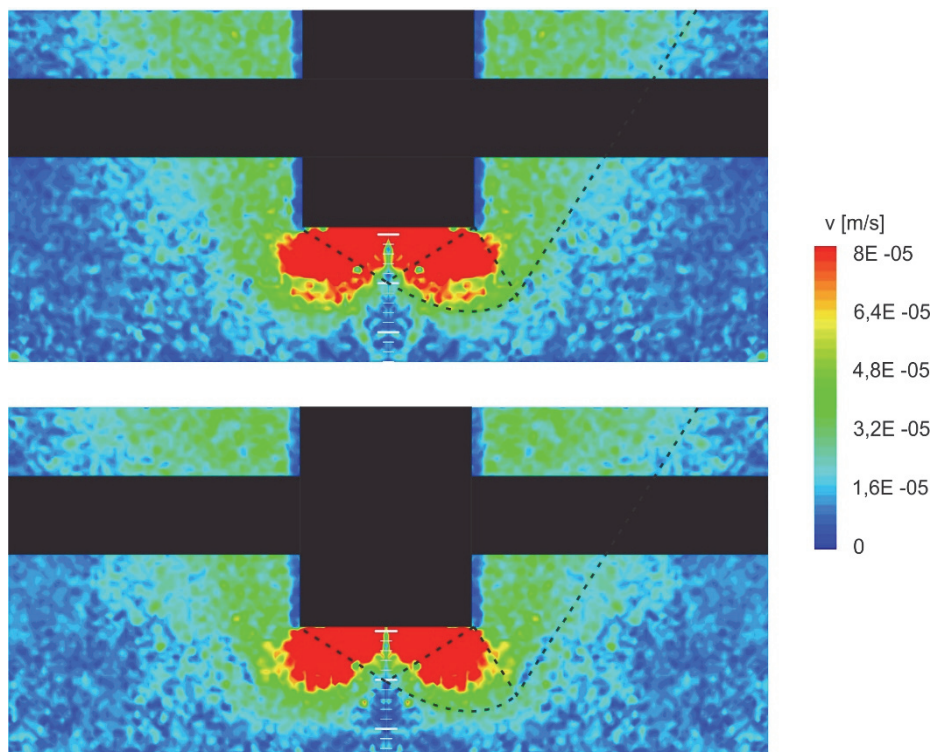




**Bild B9** PIV-Auswertung KSBg\_I (gespiegelte Darstellung)



**Bild B10** PIV-Auswertung KSBg\_II (gespiegelte Darstellung)



**Bild B11** PIV-Auswertung GBg\_III (gespiegelte Darstellung)